UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS MODELAMIENTO EN EL ETABS"

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

TUTOR:

ING. JORGE ANÍBAL VÁSQUEZ NARVÁEZ

QUITO - ECUADOR

2013

DEDICATORIA

Como un sencillo gesto de agradecimiento quiero dedicar este trabajo de tesis a mi madre Francisca Toapanta, por su abnegación, entereza, por todas sus enseñanzas y ejemplos que me impulsaron a no rendirme y luchar por lo que quiero y sobre todo a ser una mujer de bien. Gracias madre por su esfuerzo y apoyo incondicional que siempre me ha brindado, hoy puedo culminar un sueño.

AGRADECIMIENTO

El desarrollo de este trabajo de tesis es el resultado de una larga trayectoria de esfuerzos y dedicación, y por supuesto de varias personas que directa e indirectamente han contribuido de alguna forma al feliz término de este trabajo. Por ello, es un verdadero placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con todas ellas, expresándoles mis agradecimientos.

Agradezco especialmente a mis Padres Francisca y Leonidas, a mis hermanos Paola y Henry, gracias por estar siempre a mi lado, impulsandome a ser mejor cada día.

A la Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemáticas, a todo el personal docente por compartir sus conocimientos y experiencia que han contribuido a una formación personal y profesional.

Debo agradecer de manera especial a los profesores, Ing Jorge Vásquez, Ing Washington Benavides, Ing Ángel Aguirre, por aceptarme para realizar mi tesis bajo su dirección, por su apoyo y confianza en mi tratabajo y por compartir valiosos aspectos claves y especialmente por encaminarme en el uso del programa de cálulo de estructuras ETABS.

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA en calidad de autor del trabajo de investigación o tesis realizada sobre “ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS” por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Quito, 17 de junio del 2013.

……

FIRMA

LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

CI 1720502358

CERTIFICACIÓN

En calidad de Tutor del proyecto de Investigación: “ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS”, presentado y desarrollado por la señorita: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, considero que el proyecto reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 17 días del mes de junio del 2013.

ING. JORGE ANÍBAL VÁSQUEZ NARVÁEZ

INFORME SOBRE CULMINACIÓN Y APROBACIÓN DE TESIS

TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS"

TUTOR: Ing. JORGE VÁSQUEZ NARVÁEZ

1. **Antecedentes:**

Mediante Oficio FI-DCIC-2012-409 del 13 de julio de 2012, El Director de la Carrera de Ingeniería Civil autoriza la correspondiente denuncia de tesis " ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS ", presentado por la señorita: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA, solicitando al Ing. Jorge Vásquez en calidad de Tutor se sirva analizar, dirigir y orientar y a su vez emitir el presente informe tomando en cuenta las sugerencias realizadas por los miembros de la comisión para la elaboración del trabajo de graduación.

2. Desarrollo de la Tesis:

- Para la elaboración del presente trabajo se hizo una recopilación de toda la información necesaria para el cálculo y diseño de los aisladores sísmicos, posteriormente se seleccionó un edificio para el estudio, el cual fue el Bloque E del Hospital de Ambato, dadas las características e importancias a mi criterio fue el más apto para el trabajo de tesis.

- Se ingresó todos los datos necesarios del edificio, al Programa ETABS para el análisis estructural considerando que la estructura está soportada por vigas de cimentación, es decir, una estructura tradicional y según los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC11

- Posteriormente se realizó el diseño de tres tipos de aisladores sísmicos, considerando la norma UBC-97, cada uno los cuales se incorporaron al modelo del ETABS para obtener resultados del comportamiento estructural y de este modo se seleccionó en tipo de aislador que garantiza el mejor comportamiento de la estructura.
- Finalmente se hizo un análisis económico entre el edificio convencional y el edificio aislado.

3. Conclusiones:

Culminado el trabajo, se determina las siguientes conclusiones:

Se cumplió con el 100% de los objetivos planteados.

- De manera especial se logró la Implementación del Programa ETABS utilizado para el análisis y diseño de Edificios, mediante la utilización de instrumentos conceptuales y metodológicos, adiestramiento previo y ejecución del programa a fin de mejorar la capacidad técnica del futuro Ingeniero Civil.

- La implementación de aisladores sísmicos para el caso particular del Bloque “E” del Hospital de Ambato, mejora el comportamiento estructural, con altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto de la estructura como de los contenidos, y además económicamente representa una opción bastante competitiva, que inclusive a largo plazo podría ser considerablemente menor.

- Muy notorio el interés de los estudiantes de Noveno Semestre de la Escuela de Ingeniería Civil involucrados en la implementación del Programa, donde ellos observaron la eficiencia de la aplicación del mismo.

- Es trascendental formar futuros profesionales consientes de la realidad sísmica del Ecuador, y comprometidos con desarrollo del campo de acción de la Ingeniería Civil, por lo que la presente tesis servirá para fundamentar los conocimientos de la técnica de aislación sísmica para mitigar los efectos de los terremotos controlando los daños que se puedan producir en la estructura.

- Este programa al ser de fácil obtención, a bajo costo y realizar el trabajo en menor tiempo definitivamente brindarán beneficios a todo aquel profesional inmerso en la rama de la ingeniería que se proponga utilizarlo como su herramienta de trabajo.

En virtud a lo manifestado anteriormente, todas las actividades desarrolladas han sido satisfactorias y los resultados obtenidos en el transcurso del desarrollo de la tesis son los esperados.
Por consiguiente emito mi aprobación a este trabajo de graduación y recomiendo proseguir con el tramite respectivo hasta la graduación de la ejecutora Señorita Edith Lema.

ING. JORGE ANÍBAL VÁSQUEZ NARVÁEZ

En la ciudad de Quito a los 17 días del mes de junio del 2013.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 25 DE JUNIO DEL 2013

Señor LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

Tema: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS MODELAMIENTO EN EL ETABS

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	ING. ANGEL AGUIRRE	19	DIECINUEVE	
PROFESOR TITULAR	ING. WASHINGTON BENAVIDES	19	DIECINUEVE	
PROMEDIO		19	DIECINUEVE	

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)

CONTENIDO

LISTA DE TABLAS

LISTA DE GRÁFICOS

LISTA DE ECUACIONES

LISTA DE PLANOS

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

RESUMEN

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS MODELAMIENTO EN EL ETABS

El estudio desarrollado en esta tesis, aborda las directrices del diseño sismorresistente, específicamente en la técnica de aislamiento basal, debido a su creciente aplicación en varios países como China, Japón, Estados Unidos, Chile, Perú, el análisis de las ventajas que puede tener una edificación que aplica esta técnica, desde el punto de vista estructural y económico.

Se escogió el Bloque "E" del Hospital de Ambato, cuyo tipología es de un edificio de hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales, el modelo tradicional es diseñado con la norma NEC 11, mientras que el modelo aislado, incluye el diseño de tres combinaciones de tipos de aisladores HDR, LBR y FPS, comparando principalmente los desplazamientos relativos de la superestructura, fuerzas de corte basal, considerando la interacción suelo – estructura, para asistir a este cálculo se emplea el programa ETABS 9.7.4.

Finalmente se realiza un análisis económico comparativo, considerando los costos directos e indirectos, los costos indirectos se han evaluado a través de la curva de vulnerabilidad para edificios de hormigón armado.

DESCRIPTORES: "ANÁLISIS SÍSMICOS / SISTEMAS DE AISLACIÓN SISMICO / NEC 11 / AISLADOR TIPO HDR / AISLADOR TIPO LBR / AISLADOR TIPO FPS / CORTE BASAL / VULNERABILIDAD SISMICA".

ABSTRACT

ANALYSIS AND DESIGN OF A BUILDING WITH SEISMIC ISOLATORS ETABS MODELING

The study developed in this thesis, addresses the seismic design guidelines, specifically in the basal isolation technique, due to its growing application at several countries like China, Japan, United States, Chile, Peru, the analysis of the advantage in building that apply this technique, from the structurally and economically point of view.

Selecting the Block “E” from Ambato Hospital , whose typology is of a reinforced concrete building with dropped beams and structural walls, the traditional model is designed according to the standard NEC11 , although the isolated model , includes analysis of three types of isolators combinations HDR, LBR, FPS, comparing the relative displacements of the superstructure principally , basal shear forces, considering soil - structure interaction, for helping this calculation the program ETABS 9.7.4 is used.

Finally, a comparative economic analysis considering the direct and indirect costs, the last ones have been evaluated through the vulnerability curve for reinforced concrete buildings.

WORDS: "SEISMIC ANALYSIS / SEISMIC ISOLATION SYSTEMS / NEC 11 / ISOLATOR TYPE HDR / ISOLATOR TYPE LBR/ ISOLATOR TYPE FPS / BASE SHEAR / SEISMIC VULNERABILITY"

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Un sismo es un fenómeno natural que se produce por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas, aunque los más comunes se producen por la ruptura de fallas geológicas. También pueden ocurrir por otras causas como fricción en el borde de placas tectónicas, procesos volcánicos e incluso ser producidos por el hombre al realizar pruebas de detonaciones nucleares subterráneas.

En Ecuador se generan sismos por dos razones, los originados en las fallas geológicas y los originados por la subducción.

Nuestro territorio está atravesado por el Sistema Principal Dextral de fallas, que se extiende desde el nororiente hasta el golfo de Guayaquil. Los terremotos que mayor impacto han causado en nuestro país, se han generado en las fallas tectónicas, por ejemplo, el primer terremoto conocido en Ecuador (1541), el cual destruyó alrededor de 60 casas en la falda oriental de la Cordillera Real y el sismo del 6 de marzo de 1987, gran terremoto de la provincia del Napo, donde presentó los efectos más severos, también causó serios daños en ciudades y poblaciones de las provincias de Sucumbíos, Imbabura, Pichincha y el este de Carchi.

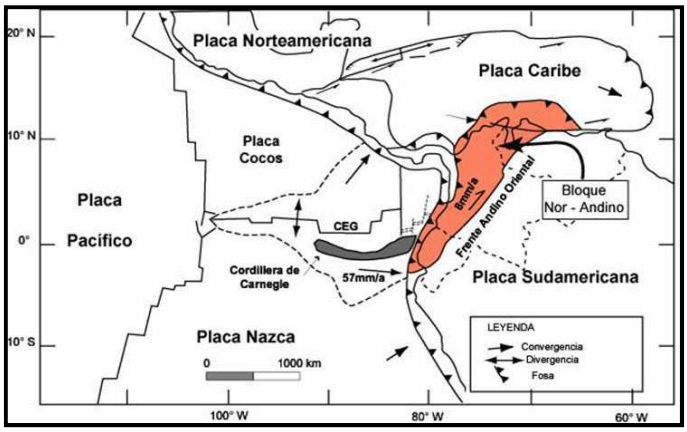


Fig.1.1. Esquema Geodinámica del Ecuador (Pennington 1981)

Los sismos originados por la subducción, se producen por el desplazamiento de la Placa Oceánica de Nazca en sentido Oeste – Este, bajo la placa continental de Sudamérica, al colisionar estas placas se generan esfuerzos de compresión y tensión. La actividad sísmica, se produce por fricción y procesos termodinámicos en el área de contacto de las dos placas. Estos sismos generalmente son superficiales en la plataforma submarina y en la costa continental.

La historia sísmica del Ecuador inicia en 1541, donde en un lapso de 458 años (hasta 1999), ocurrieron en nuestro territorio 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII (Escala Internacional de Mercalli) grado, hasta el cual se presentan daños de consideración, y 96 eventos sísmicos de intensidad VI, grado hasta el cual se presentan daños leves

Históricamente han ocurrido grandes desastres en Ecuador, pero el más destructor fue el de 1906, cuyo epicentro estuvo en Esmeraldas, y que aún se lo ubica como el quinto terremoto más poderoso de la historia instrumental de la sismología en el mundo. Un evento de similares condiciones se espera para los próximos años. Stward Nishenko ubica a Esmeraldas, como uno de los sitios en el mundo con alta potencialidad sísmica, y pronostica la ocurrencia de un terremoto de magnitud mayor o igual a 7.7 en la cuenca del Océano Pacífico (Jama, Manabí, hacia el norte hasta Tumaco) Solo en Guayaquil los daños económicos por un temblor en una escala superior a los 7.5 grados, generarían pérdidas totales directas e indirectas de hasta de 2 mil millones de dólares, según los cálculos hechos por técnicos de la Universidad Católica y el Municipio de Guayaquil.[1]

Por lo descrito anteriormente, los efectos destructivos que un evento sísmico causa, producen pérdidas sociales, físicas y económicas que dejan un impacto devastador a su paso, como ingenieros civiles es importante procurar que una estructura pueda seguir brindando servicio total o parcial posterior a la ocurrencia de un evento sísmico. Los daños que produce un sismo en una estructura van desde daños en la

[1] DIARIO HOY Publicado el 10/octubre/2000

mampostería y una ligera afectación a columnas, muros de corte hasta el colapso total de la estructura, como se describe en la siguiente Tabla 1.1.

Nivel de daño	Daños en elementos
Daño Ligero	Las columnas, muros de corte o muros no estructurales están ligeramente dañados
Daño Moderado	Se encuentran agrietamientos típicos de corte y flexión en columnas, agrietamientos de corte en muros de corte o daño severo en muros no estructurales.
Daño Severo	Desprendimientos de concreto, pandeo del refuerzo y aplastamiento o falla por cortante en columnas, La resistencia lateral de los muros de corte es reducida debido al agrietamiento severo por corte
Daño Parcial	La edificación es parcialmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas
Daño Total	La edificación es totalmente colapsada debido a columnas y/ o muros de corte fuertemente dañadas.

Tabla 1.1. Nivel de Daño en Elementos Estructurales

Si bien es posible diseñar estructuras que no sufran daño alguno inclusive en los sismos más severos, no es usual este tipo de diseño, pues no es justificable el elevado costo que esto representa.

Debido a esto, las estructuras se diseñan para que no sufran daños en sismos leves, pocos daños reparables en sismos de mediana magnitud, y aunque es posible que se deterioren durante un sismo fuerte, deben permanecer en pie salvaguardando la vida de los ocupantes.

Para ello se exige, que toda estructura posea la suficiente reserva de energía potencial para incursionar en rango inelástico, sin embargo, aún en situaciones extremas de inusuales solicitaciones sísmicas, debe mantenerse, con adecuada capacidad de metástasis.

Cuando el período de vibración propio del terreno, se aproxima al del edificio o coincide con él, se produce el fenómeno de resonancia o sincronización de los impulsos, que magnifican los efectos destructivos de un sismo y puede producir el colapso de una estructura, en especial cuando el amortiguamiento es limitado.

Sin embargo existen atenuantes naturales de la resonancia que amortiguan las vibraciones, evitando que se incrementen. Son los llamados factores de amortiguamiento que neutralizan en parte la amplificación de las oscilaciones debida a la resonancia.

En otros casos se debe dotar a la estructura de amortiguamiento mecánico adicional del tipo viscoso o de fricción.

En la actualidad, los efectos destructivos en una estructura pueden ser mitigados mediante sistemas de protección sísmica, que pueden ser desde relativamente simples dispositivos de control pasivo hasta avanzados sistemas completamente activos.

La disipación pasiva de energía, es una tecnología que mejora el desempeño de una edificación añadiendo amortiguación a su estructura, es decir, que los disipadores de energía reducen los desplazamientos sísmicos de la estructura y la fuerza en la estructura, proporcionándole a su vez una respuesta elástica, en algunos casos, sin que deba esperarse la reducción de la fuerza en estructuras que estén respondiendo más allá de la fluencia.

Este trabajo de tesis, plantea el desarrollo y posible implementación de un sistema de aislación basal pasivo, para el Bloque “E” del Hospital de Ambato, ubicado en la ciudad de AMBATO, el cual tiene una tipología estructural de elementos de hormigón armado, vigas peraltadas, muros de corte; se plantea el diseño y análisis de tres tipos de aisladores símicos, realizando una comparación entre los tres tipos de aisladores para determinar cuál es el sistema que presenta mejores resultados estructurales, dinámicos y económicos.

1.1.1. INGENIERÍA SÍSMICA

El derrumbe de construcciones hechas por el hombre, ha cobrado un elevado porcentaje de víctimas que deja un evento sísmico, por lo que el riesgo ha crecido en la misma medida que las áreas urbanas y también se han hecho más densas.

Por esta razón, es inevitable contar con los instrumentos necesarios que puedan ayudarnos a prevenir este tipo de eventos, en el supuesto caso que las construcciones deben soportar aceptablemente los sismos más severos y sin mayores daños, los sismos moderados que con más

frecuencia pueden presentarse durante la vida útil de las edificaciones, entonces existe una importante necesidad de mitigar los efectos destructivos de un evento sísmico, mejorando las técnicas adecuadas de diseño y en particular, dando a conocer la importante y cuantiosa información experimental, teórica y práctica existente acerca del diseño sismorresistente.

Hasta hace poco, las soluciones adoptadas para resistir las acciones sísmicas, se desarrollaron esencialmente analizando los efectos de los terremotos en las construcciones, la incorporación y desarrollo de la Resistencia de Materiales en el proyecto de las edificaciones, facilitó la predicción cuantitativa del estado de tensiones en las construcciones.

En la actualidad la Ingeniería Sísmica comienza a desarrollarse sobre bases científicas, con un cuerpo organizado de conocimientos, programas de investigación, para entender ciertos problemas no resueltos y la experiencia de ingenieros proyectistas y constructores, también la combinación de una serie de disciplinas variadas y complejas, cómo la sismología, la dinámica estructural y de suelo, el análisis estructural, la geología, la mecánica de los materiales, etc., que de manera integrada permiten el diseño de obras capaces de resistir los sismos más severos que puedan presentarse en el futuro de una determinada zona.

Durante un terremoto, la energía que recibe una estructura puede ser soportada por resistencia, ductilidad y disipación.

Por resistencia, se dimensionan los elementos estructurales de tal forma que soportan las cargas sísmicas sin llegar a la rotura. Por ductilidad, se dimensionan los elementos para que la energía del sismo se disipe por deformaciones plásticas de los propios elementos estructurales, finalmente por disipación, se introducen en la estructura elementos con el fin de disipar la energía recibida durante un terremoto, existen principalmente tres tipos de sistemas de disipación:

- ✓ AISLAMIENTO SÍSMICO: es la técnica que consiste en desacoplar el edificio del suelo con el fin de evitar que la energía del terremoto penetre en el edificio.
- ✓ ELEMENTOS DE DISIPACIÓN PASIVA: son amortiguadores que absorben la energía del terremoto proporcionando un amortiguamiento suplementario y de esta forma evitando daños en el edificio.
- ✓ ELEMENTOS DE DISIPACIÓN ACTIVA: son amortiguadores que absorben la energía por desplazamiento de elementos preparados para ello.

Los sistemas de control pasivo, emplean dispositivos bastante simples que reducen la respuesta dinámica por medios mecánicos. Los sistemas pasivos más comunes son aisladores sísmicos, disipadores de energía y osciladores resonantes. Básicamente existen dos tipos de aisladores: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.

Los tipos de apoyos elastoméricos ampliamente usados son: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB), y apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR). Uno de los dispositivos más innovadores es el sistema pendular friccionante que representa los apoyos deslizantes.

También es importante tener un conocimiento basto sobre la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC11), que fue presentada, para su socialización, por parte del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Construcción de Quito, el 19 de octubre del 2011

Esta normativa, contempla requisitos mínimos que se deberán observar al momento de realizar los diseños, al construir y controlar la ejecución de las obras.

Esto permitirá mejorar la calidad de las edificaciones e infraestructura, aspecto por demás necesario por encontrarse nuestro país en una zona de alto riesgo, sísmico.[2]

El 15 de julio del 1996 se creó el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, el mismo que está integrado por el Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda quien lo preside, Secretaría Nacional de Riesgo, Secretaría de Investigación y Desarrollo Tecnológico, los Presidentes de la Federación de Cámaras de la Construcción, Colegio de Ingenieros Civiles del Ecuador y la Sociedad de Ingeniería Estructural.

La primera acción de éste Comité Ejecutivo concluye con la elaboración del documento sobre "Sismicidad del Ecuador y Determinación de Parámetros de Diseño". Este trabajo determina el primer mapa de regionalización sísmica del país.

La segunda tarea del Comité Ejecutivo, fue conseguir una serie de convenios mediante los cuales el Gobierno Nacional a través del MIDUVI, aporta con los recursos económicos que demande su elaboración y la Cámara se encarga de la administración del proyecto.

En ésta segunda fase, se considera la revisión y actualización del capítulo sobre sismicidad y la elaboración y actualización de las normas sobre cargas y materiales, hormigón armado, hormigón pretensado, estructuras metálicas, mampostería estructural, instalaciones electromecánicas, evaluación de estructuras existentes, estructuras de madera, seguridad de vida, energías renovables, eficiencia energética y materiales alternativos.

Finalmente, se da apertura a aportes que serán procesados y analizados para la elaboración del documento final, el mismo que por las características de estas normativas son documentos dinámicos que debido a la experiencia de su aplicación y al avance tecnológico, permanentemente se van perfeccionando.

[2] REVISTA VIRTUAL “Ingeniería Ecuador”

1.1.2. COSTOS ECONOMICOS DE LOS DAÑOS EN EDIFICIOS, PRODUCIDOS POR SISMOS

Ecuador, tiene un listado de sismos que causaron importantes pérdidas económicas, como por ejemplo, el terremoto cuyo epicentro en Napo ocurrido el año 1987, tuvo un costo para el país de $800 millones por el impacto en el sector petrolero y un retraso en su desarrollo de tres a cuatro años, colapso total de muchas casas, especialmente en el sector rural, gran cantidad de casas sufrió destrucción parcial. Daños de consideración en templos coloniales, en Quito y otras ciudades de la provincia de Imbabura.

Los terremotos de Pujilí y Bahía, en 1996 y 1998 respectivamente, también significaron una importante inversión en la reconstrucción.

Por lo que durante un evento sísmico, las construcciones son los elementos vulnerables más importantes, ya que los daños sufridos por ellas repercuten directamente en las víctimas que pueda ocasionar un sismo. Si conocemos los daños que pueden producir y su comportamiento ante los diferente movimientos del suelo, se podrán mejorar los tipos constructivos y hacer más estrictos los controles de calidad en obras de reciente construcción, ya que los daños a la infraestructura por eventos sísmicos derivan en impactos económicos desestabilizadores, sobre todo en razón de los retrasos en los programas de desarrollo y hasta los requerimientos de endeudamiento externo para financiar los gastos de rehabilitación.

La utilización de diseños antisísmicos en obras, aumenta considerablemente el coste de construcción y por ello en muchos casos se evita su aplicación. Sin embargo el costo por diseño antisísmico, es un porcentaje muy bajo salvo el caso de estructuras especiales. El respeto a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC11) debería ser rigurosa para evitar daños mayores.

Cuando se produce un terremoto, los daños en las construcciones están relacionados con los tipos de elementos constructivos, materiales

empleados, modo de ejecución, subsuelo, topografía, etc. Este último factor, desempeña un papel muy importante a la hora de considerar el emplazamiento de una obra en zonas sísmicas, ya que, según las características fisiográficas de cada zona, las ondas sísmicas varían su comportamiento. Esto es especialmente importante, cuando existen materiales sueltos o de baja coherencia y extremadamente peligroso cuando concurren los tres factores siguientes: gradiente topográfico alto, materiales inconsolidados y alto contenido en agua. Además, las ondas sísmicas afectan a la estructura en función de las diferentes características:

- *Ondas de baja frecuencia:* hacen que los edificios altos entren en resonancia, afectando en menor grado a los bajos.
- *Ondas de alta frecuencia:* afectan sobre todo a las casa bajas y en menor grado a las grandes estructuras.
- *Período propio del terreno*
- *Período fundamental de la estructura*
- *El mayor daño se produce blandos y menos en terrenos duros*
- *Los edificios altos sufren más daños que los bajos en suelos blandos y de gran potencia.*

Los terremotos no sólo producen efectos fácilmente perceptibles, también, desatan consecuencias que se desarrollan lentamente o se manifiestan mucho tiempo después de ocurrido el desastre, como por ejemplo, el desabastecimiento de productos esenciales varios meses después de la catástrofe.

En términos esquemáticos, los efectos de un fenómeno natural como el sismo puede clasificarse en: aquellos que ocasiona sobre los acervos (daños directos); los que provoca sobre los flujos de producción de bienes y servicios (daños indirectos); y los que se reflejan en el comportamiento de los grandes agregados macroeconómicos (efectos secundarios). Los primeros ocurren prácticamente en el momento del desastre, o a las pocas horas; en cambio los dos siguientes, conllevan la idea de

temporalidad que, dependiendo de la magnitud del fenómeno, debe entenderse como un lapso de hasta cinco años.

Desde el punto de vista de la apreciación rápida de los daños, aquellos originados en efectos directos son relativamente más claros en cuanto a su identificación y evaluación. No sucede lo mismo, con los daños que se originan en los efectos indirectos del desastre. Estos se manifiestan en periodos variables después del desastre y son, por lo tanto, más difíciles de identificar en una apreciación rápida.

Una gran mayoría de estos efectos indirectos no son aparentes al efectuar dicha evaluación y aunque puedan identificarse al momento de estimar los daños, no siempre es posible medirlos en términos de unidades monetarias.

Otra observación inicial sobre el tema es que las dos primeras categorías de efectos (daños directos e indirectos) pueden ser acumulables, una vez que se hagan las salvedades correspondientes por tratarse de acervos y flujos, para obtener un orden de magnitud del ámbito total de los daños; en cambio los efectos secundarios constituyen una visión diferente de la evaluación, que se refiere a los efectos sobre el funcionamiento de la economía y a los desequilibrios macroeconómicos atribuibles al evento natural.

A continuación, se describirá con mayor precisión el contenido de los daños a ser incluido en cada una de estas tres categorías de efectos.

- ✓ DAÑOS DIRECTOS

Son todos aquellos sufridos por los activos inmovilizados y en las existencias (tanto de bienes finales como de bienes en proceso, materias primas, materiales y repuestos). Se trata en esencia, de perjuicios en los acervos que acaecieron prácticamente durante el lapso mismo en que ocurrió el siniestro. Entre los principales rubros que figuran en esta categoría se consideran, la destrucción total o parcial de la infraestructura física, edificios, instalaciones, maquinaria, equipos, medios de

transporte y almacenaje, mobiliario, perjuicios en las tierras de cultivo, en obras de riego, embalses, etc. En el caso particular de la agricultura, la destrucción en la producción- lista para ser cosechada debe valorarse e incluirse también como daño directo. Convencionalmente se ha optado también por incluir como un "daño directo" el costo estimativo que se pagará por la demolición y limpieza de áreas destruidas, ya que forman parte del presupuesto necesario para reparar o reconstruir lo dañado y pueden tomarse en cuenta sin mayor dificultad al calcular el costo del metro cuadrado de construcción.

- ✓ DAÑOS INDIRECTOS

Se refieren básicamente, a los flujos de bienes que se dejan de producir o de servicios que se dejan de prestar durante un lapso de tiempo, que se inicia apenas ha ocurrido el desastre, y puede prolongarse durante el proceso de rehabilitación y reconstrucción que convencionalmente se ha establecido con un horizonte máxima de cinco años, aunque las mayores pérdidas ocurren durante los dos primeros. En todo caso, el cálculo de su efecto debe extenderse durante el lapso necesario para la recuperación parcial o total de la capacidad productiva. Su ocurrencia deriva de los daños directos que han afectado la capacidad productiva y la infraestructura social y económica.

Ejemplos de daños indirectos son las pérdidas de cosechas futuras debidas al anegamiento de tierras agrícolas; las pérdidas de producción industrial por daños en las plantas o por falta de materia prima; los mayores costos de transporte originados por la necesidad de utilizar vías o medios alternos de comunicación que son más largos, o costosos; los menores ingresos en las empresas de servicio por la interrupción de éstos; los impuestos no percibidos por el fisco originados por la menor actividad económica, etc. Son todos daños indirectos para los sectores de que se trate y pasan también a contabilizarse como efectos secundarios al intentar medir los efectos del desastre en los principales agregados macroeconómicos.

Los desastres generan también efectos indirectos importantes que son difíciles de identificar e imposibles de cuantificar. Son efectos que originan daños (o beneficios) "intangibles", tales como el sufrimiento humano, la inseguridad, el sentimiento de orgullo o de antipatía por la forma en que las autoridades han enfrentado las consecuencias del desastre, la solidaridad, la participación desinteresada, los efectos sobre la seguridad nacional y muchos otros factores del mismo temor que inciden en el bienestar y la calidad de vida. El analista no contará con el tiempo necesario para intentar imputar un valor monetario a estos importantes efectos de los desastres, pero debe estar consciente, que una apreciación completa de los efectos de un desastre, debería contener una evaluación o al menos una discusión global de daños o beneficios intangibles que afectan considerablemente las condiciones o el nivel de vida.

- ✓ COSTOS TOTALES

Es la suma total de los daños directos e indirectos, tanto en términos materiales como monetarios.

- ✓ EFECTOS SECUNDARIOS

Evalúa el impacto del desastre en forma complementaria a los costos directos e indirectos, determinando la diferencia entre el comportamiento de las variables económicas esperadas después del desastre y las estimaciones previas al mismo.

Los efectos secundarios denotan la incidencia del desastre sobre el comportamiento de las principales variables macroeconómicas. Su medición es complementaria a la de los daños directos e indirectos, ya que se realiza desde una óptica diferente. Por consiguiente, estos últimos efectos reflejan las repercusiones de los daños directos e indirectos, por lo que no deben agregarse a aquellos. Aunque la cuantificación de estos efectos hace pleno sentido cuando se realiza para el conjunto de la economía, es indispensable que los evaluadores provean a partir de su conocimiento especializado los elementos

necesarios para que finalmente se lleve a cabo la integración de estos efectos en los grandes agregados económicos.

Otro requisito en sentido de la presentación de los efectos secundarios, es la necesidad de prever el comportamiento que habría tenido cada una de las variables que se evalúan de no haber ocurrido el desastre. Este es el punto de partida, para apreciar hasta qué punto el desastre frustró las metas que se habrían alcanzado, y la medida en que el deterioro que se registra en las principales variables, condiciona la capacidad del país para afrontar las tareas de rehabilitación y reconstrucción, y plantea nuevos requisitos de cooperación internacional. Los efectos secundarios de mayor relevancia del fenómeno natural, son los que se proyectan sobre el nivel y tasa de crecimiento del producto interno bruto global y sectorial; sobre el balance comercial tanto por los cambios que se proyectan en exportaciones, turismo y servicios como en su contrapartida de importaciones y pago por servicios externos, etc.; sobre el nivel de endeudamiento y de las reservas monetarias; y sobre las finanzas públicas y la inversión bruta. Dependiendo de las características del desastre, suele ser también pertinente estimar los efectos secundarios sobre el proceso inflacionario, el nivel de empleo y el ingreso familiar.

El producto interno puede verse mermado por la disminución prevista en la producción de los sectores que sufrieron daños, y a su vez incrementado por una mayor actividad derivada de la reconstrucción. En algunos casos, al reducirse la producción se limita la exportación o se pueden plantear mayores requerimientos de importación de artículos para satisfacer la demanda interna, lo que incidirá el balance comercial y de pagos.

Los egresos del sector público, se incrementarán debido a los gastos en la etapa de emergencia y también en la de rehabilitación, y los ingresos fiscales pueden verse reducidos a causa de una menor recaudación tributaria derivada de la menor producción y exportación, e incluso por la supresión que puede decretarse de algunos impuestos para aliviar la presión a sectores muy afectados por el desastre. Con ello, el déficit fiscal

puede agravarse. Por otro lado, los precios de los artículos pueden incrementarse debido a la escasez originada por el desastre o por la especulación, agravándose el proceso inflacionario. Además, en función de la situación económica que se preveía antes del desastre en el país y, si éste fue de magnitud y características suficientemente severas, será factible que se comprometa el nivel de reservas internacionales o la capacidad del país para cumplir con sus compromisos externos.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

1.2.1. OBJETIVOS GENERALES

Comparar el comportamiento estructural de un edificio diseñado en forma convencional versus el mismo edificio diseñado con aisladores sísmicos, a través de la utilización del programa de cálculo estructural ETABS 9.7.4

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

a. Diseñar la estructura según los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11.
b. Modelar la estructura en el programa computacional Etabs.
c. Comparar el comportamiento que tiene la estructura con los diferentes tipos de aisladores.
d. Comparar los costos de la estructura convencional versus la estructura aislada.

1.2.3. ALCANCES

a. Complementar el estudio realizado en la tesis “Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional)”.

b. Promover el estudio y aplicación de aisladores sísmicos en la realidad de la construcción ecuatoriana.

1.3. MEDOTOLOGÍA

En este proyecto se realizará un análisis comparativo estructural y económico para considerar la conveniencia o no, de la implementación de aisladores sísmicos para el control de respuesta sísmica en edificaciones.

Lo primero que se va a realizar es un análisis y diseño de la estructura convencional y aplicando la norma vigente NEC-11 y el código ACI 318-08 y con los resultados se modelará la edificación en el programa computacional ETABS para tener una visión del comportamiento estructural del edificio convencional.

Otra parte importante del análisis a realizar, es el diseño de diferentes tipos de aisladores sísmicos, posteriormente se seleccionará el más idóneo según los resultados obtenidos. Los aisladores que se van a analizar son: el aislador elastomérico convencional (HDR), el aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) y el sistema de péndulo friccional (FPS) ya que se pretende complementar la información obtenida en la tesis “Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional)”.

Estos sistemas también van a ser modelados en el Etabs acoplándolos al edificio convencional de tal modo de obtener el comportamiento estructural del edificio aislado.

Finalmente se realizará un estudio de costos para comparar el aspecto económico de la estructura convencional versus la estructura aislada, para lo cual se considerarán los costos generales, costos directos, costos de implementación incluso los costos de elementos anexos, para obtener el costo adicional de la implementación del aislador sísmico.

CAPITULO II

2. AISLAMIENTO SÍSMICO

2.1. FUNDAMENTOS

Sabemos que ductilidad es la capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones considerables (por encima del límite elástico) bajo una carga variable, sin padecer daños excesivos. Esta propiedad, en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, elimina la posibilidad de una falla frágil y además suministra una fuente adicional de amortiguamiento. Es por ello que una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible para salvar así un edificio del colapso.[3]

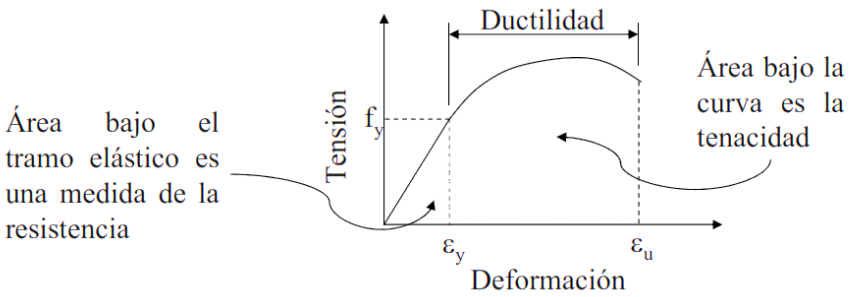


Fig. 2.1 Diagrama Tensión vs Deformación del Hormigón

Para minimizar los desplazamientos entre pisos se rigidiza la estructura, sin embargo esta solución amplifica los movimiento de la base (suelo), lo cual se traduce en altas aceleraciones en los pisos generando daños al equipamiento interno, a la vez para disminuir estas aceleraciones se podría utilizar un sistema más flexible, pero esto nos lleva al problema inicial de tener considerables desplazamientos entre pisos.[4]

Tradicionalmente, el factor de ductilidad asociado al desplazamiento se ha utilizado como criterio para establecer el espectro de respuesta inelástica

---

[3] ELEMENTOS DE ARQUITECTURA EN EL DISEÑO DE EDIFICACIONES SISMO-RESISTENTES, PROF. JORGE MEDINA

[4] AISLACIÓN SÍSMICA DE UN EDIFICIO, 2012

para el diseño sismorresistente de edificios. De ahí la resistencia mínima requerida (capacidad de resistir fuerzas laterales) en un edificio se estima con base en ese espectro.

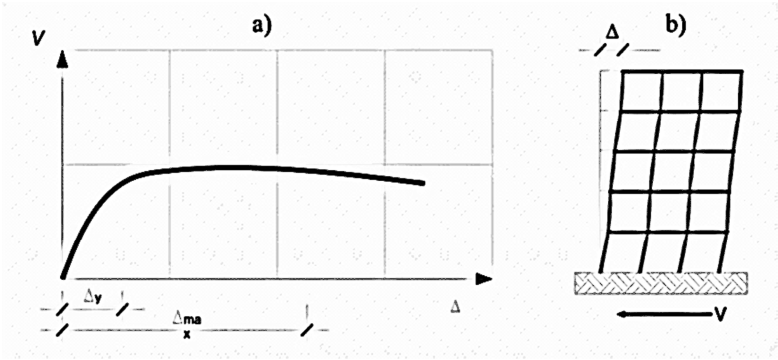


Fig. 2.2. Curva de Capacidad (análisis no lineal de la estructura)

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios, es especialmente ilustrativa la denominada *curva de capacidad* que se muestra en la Figura. 2.2. Dicha curva se obtiene a partir del análisis no lineal de estructuras sometidas a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés pushover analysis, que relaciona el desplazamiento del nivel superior del edificio Δ, con el cortante en la base V. Estudios recientes realizados sobre estructuras sometidas a cargas cíclicas horizontales, han puesto de manifiesto que para alcanzar valores de ductilidad estructural próximos a los valores de proyecto, es necesario que los valores de la ductilidad seccional sean mucho más altos. Esto se debe a que los distintos elementos que conforman la estructura, no plastificarán al mismo tiempo cuando están sometidos a cargas cíclicas. En otras palabras, en un instante dado, la estructura tendrá algunos elementos que habrán alcanzado la plastificación, generándose en ellos rótulas plásticas, mientras que otros se mantendrán dentro del rango elástico. Este comportamiento requiere que los elementos plastificados tengan secciones con giros muy altos, es decir, altos valores de ductilidad seccional. Por ejemplo, para alcanzar valores de ductilidad estructural de 6, son necesarios valores de ductilidad seccional que sobrepasen el valor de 10.

Es por eso que en base del concepto de ductilidad se fundamenta el diseño sismorresistente, en este sentido puede distinguirse entre un proyecto con base en la resistencia y uno con base en los desplazamientos.

El diseño sismorresistente con base en la resistencia, consiste en dimensionar las secciones de hormigón armado procurando evitar fallos frágiles de los elementos. El comportamiento global de la estructura debe ser tal, que se garantice al menos que su resistencia lateral sea igual a la resistencia elástica afectada por factores de reducción de respuesta.

Para tener un satisfactorio comportamiento sísmico, la estructura debe disponer de una alta resistencia lateral, si es que no ofrece un comportamiento dúctil, o de una ductilidad suficiente para la resistencia lateral con que ha sido diseñada. En la medida que la estructura se diseña con mayor resistencia lateral, menor es la necesidad de ductilidad, y viceversa. Ambas características que intervienen en el diseño están relacionadas, y los colapsos que se producen están generalmente asociados a una deficiente provisión de ductilidad para la resistencia lateral que se ha considerado en el diseño.

El diseño sismorresistente con base en el desplazamiento, fija límites a los desplazamientos para poder garantizar que la estructura no sobrepase ciertos umbrales de deterioro, esto significa que la estructura se proyecta de acuerdo con criterios de comportamiento global.

Además, es importante también introducir el concepto de redundancia estructural, pues éste tiene un rol nulo en la respuesta de estructuras mientras éstas se mantienen intactas, sin embargo, dicho rol puede convertir en esencial una vez que alguno o varios de los elementos de esa estructura, ha sufrido daño tal que lo haga incapaz de seguir recibiendo incrementos de carga, o de mantener las cargas que le correspondía transmitir, lo cual provoca una redistribución de esas carga hacia el resto de los elementos de la estructura que permanecen intactos.

La redundancia en un sistema puede ser de dos tipos; redundancia activa y redundancia pasiva. La redundancia activa, implica que todos los elementos de un mismo tipo son capaces de recibir y distribuir cargas, mientras que la reserva de resistencia pasiva implica que ciertos componentes comienzan a funcionar una vez que ha ocurrido el fallo de otros elementos.

El diseño convencional de estructuras sismorresistentes se fundamenta en los conceptos de ductilidad y redundancia estructural, que permiten reducir de forma significativa las fuerzas inducidas por sismos severos, teniendo también en cuenta la capacidad de disipación de energía de los elementos de las estructuras y en sus nudos, la ductilidad global de una estructura se alcanza por la plastificación local de estos elementos, en particular en los extremos de barras, donde es más fácil y eficiente proporcionar los detalles que aseguran la ductilidad. Un diseño sismorresistente racional, garantiza que para una determinada demanda de ductilidad estructural global, no se sobrepase la capacidad de ductilidad del material seccional y de elementos. El diseño convencional de edificios difícilmente garantiza que los elementos no estructurales no sufran daños frente a un sismo severo, e incluso la reparación de los elementos principales puede ser difícil. Por lo mencionado, en los últimos 20 años se han propuesto diversos sistemas de disipación de energía y de aislamiento de base que localizan los fenómenos no lineales en ciertas zonas predefinidas de una estructura

Actualmente, se están implementando aisladores sísmicos en la base para favorecer el comportamiento de la estructura, y evitar los efectos más dañinos que se producen en la estructura a causa de los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos.

El aislamiento sísmico es una técnica de diseño sismo resistente que consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia, que independiza a la estructura del movimiento horizontal del suelo. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema

estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

A continuación se expone una representación gráfica en la que podemos apreciar las diferencias entre los sistemas de resistencia sísmica. Fig. 2.3

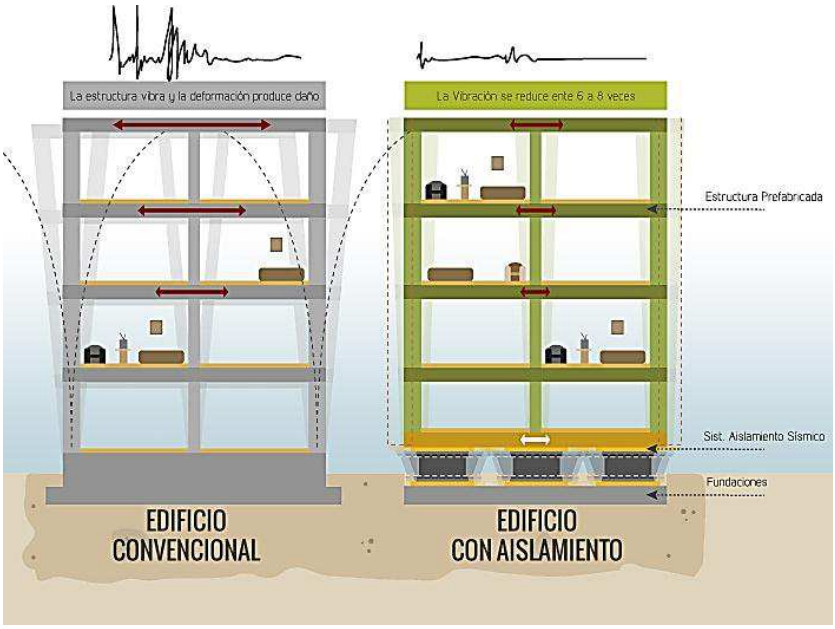


Fig. 2.3. Aislamiento Sísmico

Tradicionalmente, para el diseño sismo resistente se define el coeficiente basal según las especificaciones de la norma vigente NEC-11, este coeficiente se representa gráficamente en función del período fundamental del edificio. Una estructura debe resistir la diferencia entre el coeficiente sísmico requerido por un terremoto severo, y el correspondiente al nivel de las fuerzas de diseño proporcionadas por las normativas, a través de su ductilidad y redundancia. Por el contrario, las fuerzas requeridas en una estructura con aislamiento de base son menores que las fuerzas de diseño estipuladas en la normativa. Esta observación es particularmente importante considerando que un edificio aislado tendrá un comportamiento prácticamente lineal elástico, sin plastificación de los elementos no estructurales. En general, el aislamiento de base es conveniente para estructuras relativamente rígidas, mientras que los disipadores de energía son más eficientes en el caso de estructuras con períodos intermedios y largos.

El aislamiento de base fue propuesto inicialmente para la construcción de edificios nuevos, sin embargo su empleo ha tenido mucho éxito en la rehabilitación sísmica de edificios históricos. El refuerzo sísmico de los edificios antiguos empleando técnicas convencionales puede necesitar modificaciones importantes del edificio, además de su coste elevado.

2.2. AMORTIGUAMIENTO EN LOS SISTEMAS AISLADOS

Los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica son dos: en primer lugar, la flexibilización del sistema estructural o alargamiento del período, y en segundo lugar, el aumento del amortiguamiento.

La flexibilización o alargamiento del período fundamental de la estructura, se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de fundación y la superestructura. Intuitivamente se reconoce que la rigidez lateral de este piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interfaz de aislación, trasmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura, la que sufre un movimiento de bloque rígido, por ende sin deformación ni daño durante la respuesta sísmica. Por este motivo, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes.

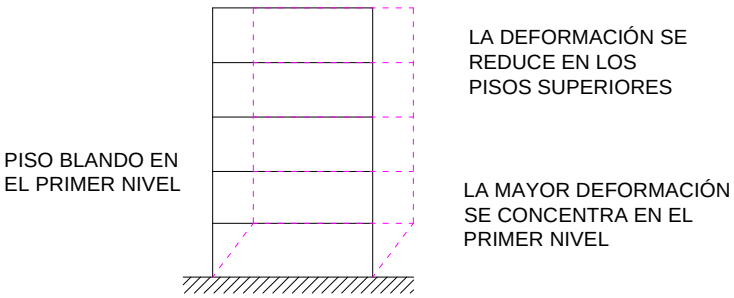


Fig. 2.4. Sistema de piso blando (planta baja flexible) con deformaciones controladas

El aumento del amortiguamiento viene dado principalmente por el sistema de aislación utilizado, éste busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura, sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última.

El amortiguamiento en los sistemas aislados puede proveerse de diversas maneras. La figura 2.5 representa que al aumentar las fuerzas laterales disminuye el cortante.

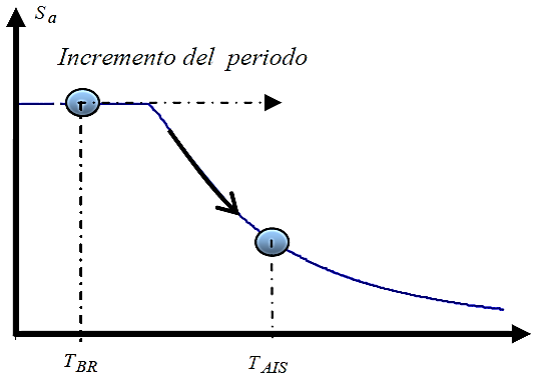


Fig. 2.5. Reducción del cortante debido al incremento del período

Esta disminución en las fuerzas laterales, también se ve beneficiada con una reducción de los desplazamientos necesarios para llegar a dichas fuerzas, sin incurrir en un incremento del periodo. Véase Figura 2.6

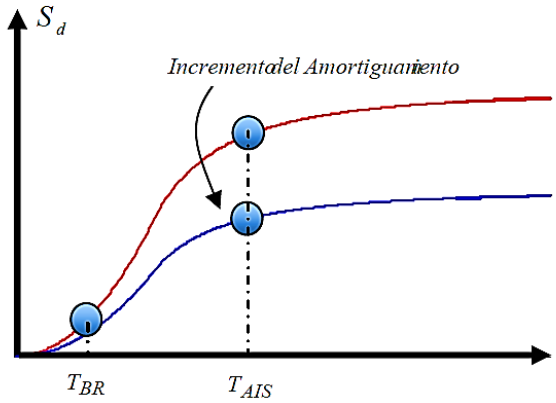


Fig. 2.6. Disminución de los desplazamientos por al incremento de amortiguamiento

2.3. AISLACIÓN BASAL

El diseño sismorresistente convencional, se fundamenta en la capacidad de una estructura para disipar la energía que le entrega el sismo, por medio de deformaciones inelásticas, lo que implica un daño controlado de la estructura.

El incremento del amortiguamiento efectivo de una estructura, lleva a una disminución de la respuesta estructural, como el amortiguamiento

estructural está limitado al amortiguamiento que es inherente, o propio de los materiales, acero, hormigón o una mezcla de ambos. Cuando éste no es suficiente se hace necesario incorporar dispositivos auxiliares que impongan un amortiguamiento adicional al sistema, y que pueda ser evaluado de manera bastante precisa. Una de las maneras de lograr una mejora en la respuesta estructural y evitar el efecto destructivo de los terremotos, es por medio de los sistemas de aislación de base.

El diseño de estructuras con aislación sísmica, se fundamenta en el principio de separar la superestructura (componentes del edificio ubicados por sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo o de la subestructura, a través de elementos flexibles en dirección horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y su fundación, o a nivel del cielo del subterráneo (subestructura), sin embargo, existen casos donde se han colocado aisladores en pisos superiores.

La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea, aproximadamente, tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación.

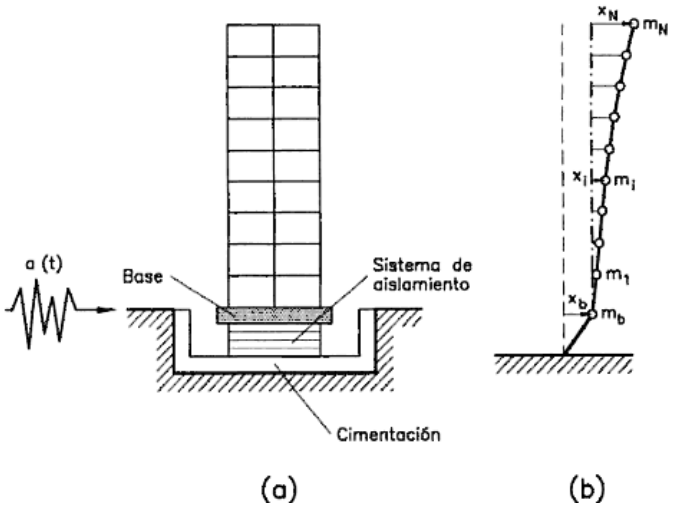


Fig. 2.7. Edificio con aislamiento de base. (a) Esquema. (b) Modelo dinámico.

El diseño de edificios con aisladores de base, busca mantener la estructura en el rango lineal elástico, concentrando las no linealidades en la base.

Para un edifico dado, y considerando la notación de la figura 2.7, la ecuación del movimiento del sistema sometido a una excitación sísmica de aceleración a(t), es

$$m_b(\ddot{x}_b + a) + \boldsymbol{J}^T \boldsymbol{M}\left[\sum_{i=1}^{q} \boldsymbol{\varphi}_i \, \ddot{\chi}_i(t) + \boldsymbol{J}(\ddot{x}_b + a)\right] + f = 0 \qquad \text{(Ec. 2.1.)}$$

Adicionalmente, los aisladores dinámicos requieren, en general, dispositivos que mantegan los desplazamientos máximos horizontales dentro de límites aceptable de diseño.

Los sistemas de aislamiento en la base para una edificación deben dotar a ésta de:

- FLEXIBILIDAD para aumentar el período de vibración, y por tanto reducir la fuerza de respuesta sísmica.
- CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGIA para reducir los desplazamientos producidos por sismo, los cuales están directamente relacionados con el daño en un edificio.
- RIGIDEZ PARA NIVELES BAJOS DE CARGA, como lo son las fuerzas de viento y sismos de menor importancia..

2.4. TIPOS DE AISLACIÓN BASAL

Las técnicas de control de respuesta sísmica, se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación. Se conocen como sistemas de disipación de energía, aquellos que aportan al término Es_P (energía disipada por deformación permanente del sistema) en el balance de energía y se conocen como sistemas aisladores, los que se enfocan a disminuir la energía de entrada al sistema estructural, término Es_S (energía elástica).

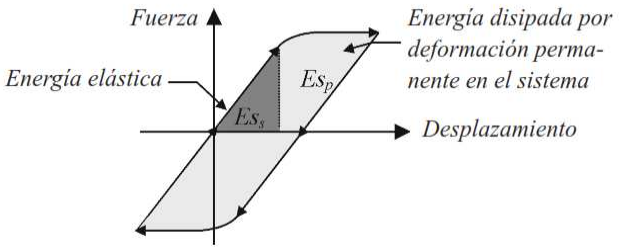


Fig. 2.8. Ciclo de histéresis de un sistema estructural, energía elástica e inelástica

En términos generales, los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo transfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada. Por su parte, los sistemas de disipación de energía, si bien no evitan el ingreso de energía a la estructura, permiten que la disipación de energía se concentre en dispositivos especialmente diseñados para éste fin, reduciendo sustancialmente la porción de la energía que debe ser disipada por la estructura.

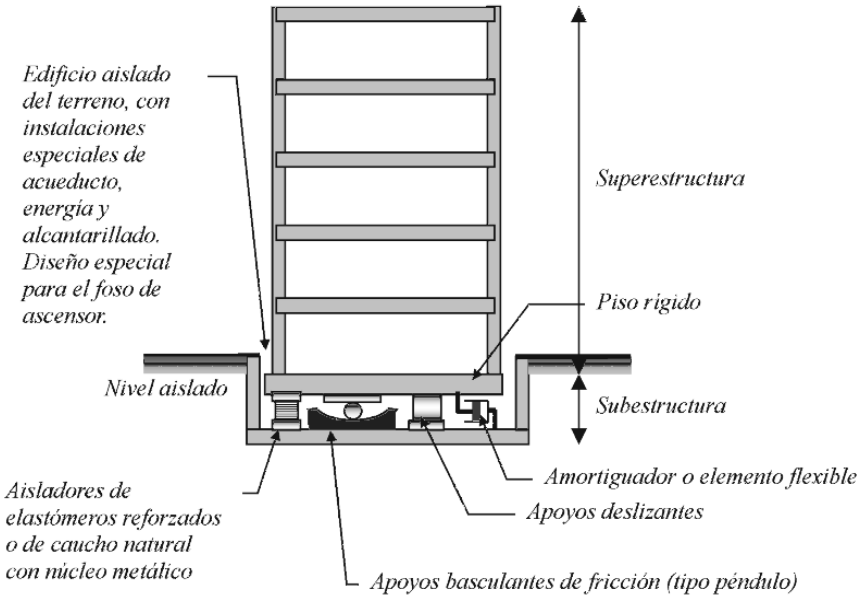


Fig. 2.9. Técnica de Aislamiento Sísmico

Existen numerosos dispositivos para la aislación sísmica, de los cuales los aisladores friccionales, y elastoméricos con o sin núcleo de plomo son los más conocidos y utilizados, ambos se instalan individualmente o junto a otros dispositivos como amortiguadores.

Los aisladores elastoméricos con baja rigidez horizontal, cambian el periodo fundamental de la estructura evitando la resonancia de la excitación sísmica, mientras que el sistema de aislamiento deslizante, está basado en el concepto de deslizamiento friccionante. Un sistema de aislamiento, debe ser capaz de soportar la estructura mientras provee una flexibilidad adicional y disipación de energía. Las tres funciones pueden ser concentradas en un solo mecanismo o pueden ser provistas por diferentes componentes.

En general los aisladores sísmicos tienen cuatro funciones importantes

- Aislar la estructura, logrando que la demanda de desplazamiento se concentre en los aisladores y no en la estructura evitando, de esta manera el daño de la misma.

- Suministrar rigidez suficiente para un nivel de cargas, tales como viento, viva y sismos.

- Introducir amortiguamiento adicional en el sistema, ya que los desplazamientos relativos a través de los aisladores pueden controlarse. En algunos casos el amortiguamiento se suministra directamente por los aisladores; en otros casos se instalan dispositivos adicionales (disipadores viscosos) que proveen dicho amortiguamiento.

- Capacidad de auto centrado después de la deformación.

Antes de 1995 en Japón, habían 80 edificios con aisladores de base, luego, al observar el gran comportamiento que tuvieron esos edificios durante el sismo de Kobe (1995), el número de estructuras con aisladores de base creció notablemente habiendo actualmente más de 600 edificios con aisladores. Algo similar ocurrió en Estados Unidos de Norte América luego del sismo de Northridge (1994).

2.4.1. AISLADOR ELASTOMÉRICO

Los aisladores elastoméricos, están formados por un conjunto de láminas planas de goma intercaladas por placas planas de acero, adheridas a la goma durante un proceso de vulcanización (bajo presión y temperatura), por lo general, presentan una sección circular o cuadrada y cubierta en su extremo superior e inferior por dos placas de acero, donde se conecta con la superestructura, en su parte superior, y con la subestructura en su parte inferior. Las láminas de acero, confinan lateralmente a la goma haciendo que el aislador tenga una gran rigidez vertical, y a su vez una rigidez horizontal muy baja, permitiendo el desplazamiento horizontal de la estructura en relación al suelo. La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos, y en menor grado de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento.

Con el objetivo de aumentar la capacidad de disipación del aislador elastomérico descrito anteriormente, se puede elegir entre varias alternativas tales como:

a) Agregar aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento.

b) Incorporar un corazón de plomo en el centro del disipador, para aprovechar las propiedades disipativas del plomo y así aumentar la disipación del aislador.

c) Acoplar a los aisladores otros dispositivos, tales como los amortiguadores viscosos, de fricción o por extrusión de plomo.

Existen varios tipos de apoyos elastoméricos, entre ellos se encuentran los apoyos de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing), los apoyos de goma de bajo amortiguamiento (LDRB, Low-Damping Rubber Bearing) y alto amortiguamiento (HDRB, High-Damping Rubber Bearing), y los apoyos de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead-plug Rubber Bearing).

2.4.1.1. AISLADOR ELASTOMERICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB)

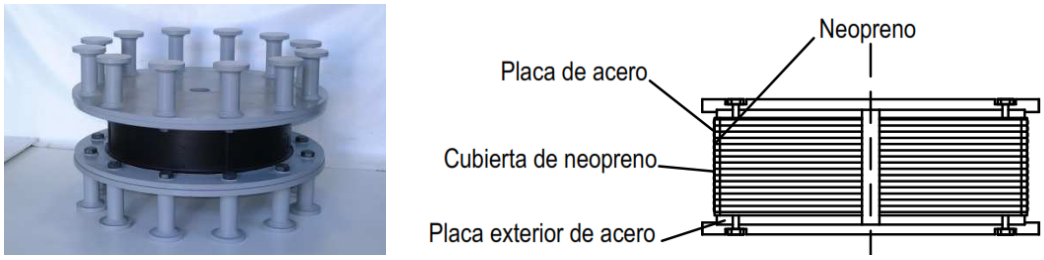


Fig. 2.10. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento

Éste tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores elastoméricos de caucho natural de bajo amortiguamiento, han sido usados vinculados con dispositivos de amortiguamiento adicionales. La rigidez horizontal del aislador es controlada por el bajo módulo de corte del caucho.

El comportamiento del material en cortante es casi lineal hasta deformaciones por corte del orden de 100%, con amortiguamiento hasta 7%.

Las ventajas de los aisladores de caucho de bajo amortiguamiento son: la fácil manufactura, moldeado simple, y sus propiedades mecánicas no son afectadas por la temperatura y el envejecimiento. La única desventaja es que por lo general van acompañados por sistemas de amortiguamiento adicional.

2.4.1.2. AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB)

Fig. 2.11. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento

Los HDRB, son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%. Este incremento en rigidez y amortiguamiento ha sido dirigido para producir un sistema que será, rígido para pequeñas solicitaciones, casi lineal y flexible para un nivel de diseño y que puede limitar los desplazamientos para niveles de solicitación mayor, para precisar lo citado anteriormente se exponen los siguientes casos:

- Para deformaciones por corte menores que el 20%, el material tiene un comportamiento no lineal y se caracteriza por su alta rigidez y amortiguamiento, el cual tiende a minimizar la respuesta bajo cargas sísmicas pequeñas.

- Para deformaciones por corte de entre el 20% y el 120% el módulo de corte es bajo y constante.

- Para deformaciones por corte mayores, el módulo de corte se incrementa debido al proceso de cristalización por deformación del caucho, lo cual va acompañado con un incremento en la energía disipada.

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 300%

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB, a su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga.

2.4.1.3. AISLADOR ELASTOMÉRICO DE NUCLEO DE PLOMO (LRB)

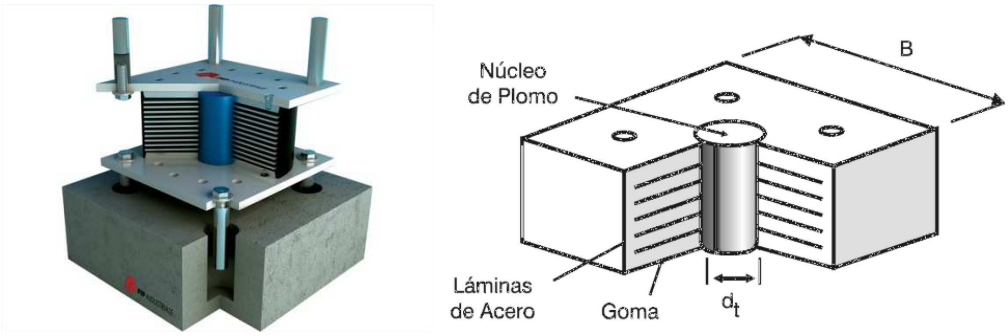


Fig. 2.12. Aislador elastomérico de núcleo de plomo

Este tipo de aisladores son similares a los anteriores, (compuestos por láminas de caucho y acero de forma intercalada) pero contiene un núcleo de plomo que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%, estos núcleos de plomo generalmente van ubicados en el centro, de modo que al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo se recristaliza, de esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico.

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 200%

La rigidez inicial y el amortiguamiento efectivo del aislador dependen del desplazamiento.

2.4.2. AISLADORES DESLIZANTES

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales, utilizan una superficie de deslizamiento típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera

independiente del suelo. Éste sistema de aislación sísmica, permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como: la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. Adicionalmente, estos sistemas requieren de mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

2.4.2.1. AISLADORES FRICCIONALES

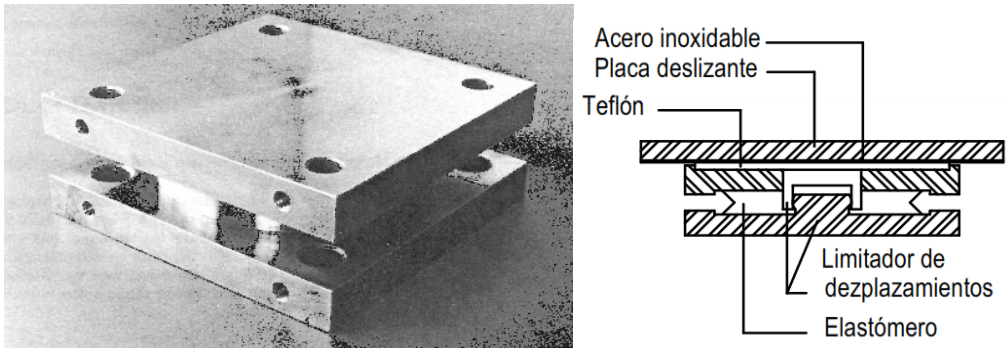


Fig. 2.13. Aislador friccional

Los apoyos deslizantes planos, son los aisladores deslizantes más simples, que consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la superestructura y la otra a la subestructura, poseen un bajo coeficiente de fricción, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Generalmente, llevan una capa de material elastomérico que facilita el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulida espejo, y de un material polimérico de baja fricción. Este tipo de aislación puede requerir de disipadores de energía adicionales.

A fin de prevenir deformaciones residuales luego de un evento sísmico, los aisladores deslizantes planos, generalmente deben ser acompañados por mecanismos o sistemas restitutivos (típicamente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo), que regresen la estructura a su posición original luego de un sismo.

La Figura 2.13 muestra un esquema de un apoyo deslizante plano. La combinación de estos sistemas con aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo permite, en general, ahorros de costos del sistema de aislación.

2.4.2.2. AISLADOR PENDULO FRICCIONAL

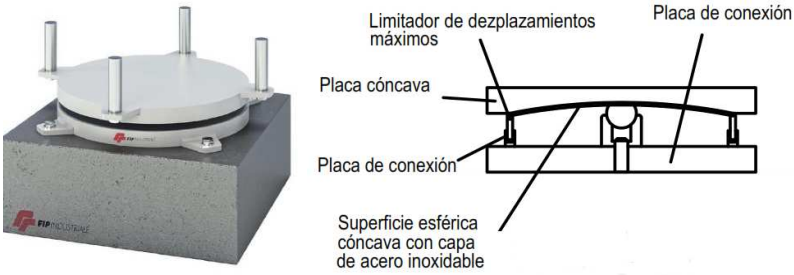


Fig. 2.14. Aislador péndulo friccional

Dentro de los aisladores deslizantes uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional FPS (*Frictional Pendulum System*). El aislador FPS consiste de un deslizador articulado sobre una superficie de acero inoxidable de forma esférica como se muestra en la figura 2.14. Las características de estos apoyos son: la superficie deslizante esférica de acero inoxidable pulido y el deslizador articulado, que está revestido con un material compuesto, de alta capacidad de soporte basado en politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 5 a 7%). Los apoyos están sellados e instalados con la superficie deslizante boca abajo, para evitar la contaminación de la interfaz de deslizamiento.

Este dispositivo, trabaja limitando la transferencia de corte a lo largo de la superficie de aislación, y cuanto menor sea el coeficiente de fricción menor será el corte transmitido. Para proveer una adecuada resistencia a las cargas del viento, y evitar movimientos innecesarios bajo pequeños sismos u otras perturbaciones, se necesita un valor adecuadamente alto del coeficiente de fricción. Uno de los problemas que presentan este tipo de dispositivos es que no tienen ninguna fuerza efectiva de recuperación. Estas fuerzas pueden introducirse combinando este tipo de dispositivo con los elastoméricos.

El aislador FPS, proporciona una rigidez relativa al desplazamiento lateral directamente proporcional al peso de la estructura e inversamente proporcional al radio de curvatura. Una de las propiedades de interés de este dispositivo, es su capacidad en proporcionar períodos y desplazamientos largos, manteniendo su capacidad portante de utilidad ante la presencia de terremotos caracterizados por la presencia de pulsos largos

El aislador FPS es activado sólo, cuando la fuerza de corte sobre la interfaz de aislación debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado (deslizador) se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada, con movimientos equivalentes a los de un péndulo simple. Los resultados de aislación basal deseados, se alcanzan por la geometría del apoyo y la gravedad. Durante la elevación a lo largo de la superficie esférica, el aislador desarrolla una fuerza resistente lateral, igual a la combinación de la fuerza friccional movilizada y una fuerza de restauración inducida por la gravedad. Verdaderamente, esta última fuerza es la fuerza de restauración del sistema.

En base a lo indicado, en el párrafo anterior se tienen dos fases en un sistema FPS, la primera denominada de agripamiento en que el deslizador no se mueve y la segunda que corresponde al deslizador en movimiento.

2.5. CONSIDERACIONES RESPECTO A LA INSTALACIÓN DE AISLADORES DE BASE

En general, los dispositivos de aislación sísmica se instalan en las plantas bajas de los edificios, sobre las fundaciones, o entre el cielo del primer subterráneo y el primer piso de la estructura.

Los aisladores sísmicos, generan una interfaz donde en caso de un sismo, se produce un gran desplazamiento horizontal relativo entre la superestructura y la subestructura. Éste desplazamiento, que suele estar en el rango entre 40 y 60 cm (o más), debe ser considerado en el diseño

de cañerías y ductos de servicios y redes distribuidas como agua, gas, electricidad, alcantarillado, red seca, etc., además de sistemas de ascensores, escaleras, accesos al edificio y en general, cualquier instalación, servicio o componente arquitectónico que cruce de la estructura aislada a la no aislada. Un espacio de similares dimensiones debe disponerse alrededor de la estructura, a fin de prevenir el impacto de la estructura aislada con sectores no aislados de la estructura o estructuras adyacentes.

Los aisladores sísmicos, deben ser instalados en puntos de la estructura donde puedan ser inspeccionados, y donde se les pueda dar mantenimiento en caso necesario. Por requerimiento normativo, los aisladores sísmicos deben ser susceptibles de reemplazo. Se debe tomar las precauciones en el diseño arquitectónico para que esto sea factible.

Se recomienda considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde las etapas iniciales del proyecto, a fin de mitigar el impacto de su incorporación en la arquitectura del proyecto.

2.6. CONSIDERACIONES PARA EVALUAR ECONOMICAMENTE LA INSTALACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Estos aspectos varían dependiendo del tipo de aislación que se instale y las características de cada proyecto.

Costos:

a. Costo de los dispositivos.

- Costos del proyecto de aislación.
- Costos de fabricación y ensayo de prototipos y aisladores de obra.
- Costos de instalación. Costos directos (insertos, anclajes, etc.) y gastos generales por aumento de plazos.

- Costo de protección al fuego de los dispositivos (en caso que se requiera).
- Costo del sistema de conectores flexibles en las instalaciones y juntas de dilatación.
- Costo del diafragma adicional requerido por sobre el nivel de aislación y columnas de gran dimensión o envigados por debajo del sistema de aislación.
- Costos de la súper y subestructuras requeridas para alcanzar objetivos de desempeño compatibles con los provistos por el sistema de aislación.

b. Costos de mantención e inspección.

c. Costo de proveer un espacio físico adicional para la instalación de los aisladores.

CAPITULO III

3. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

3.1. ANTECEDENTES GENERALES

Generalmente, toda estructura ofrece una respuesta dinámica ante la acción de cargas dinámicas o deformaciones, de esta forma genera fuerzas inerciales iguales a su masa por la aceleración, (Segunda Ley de Newton). Para cargas o deformaciones aplicadas de una manera lenta, que es el caso de cargas muertas y vivas no dinámicas, las fuerzas inerciales pueden despreciarse, lo que hace posible un análisis estático de la estructura.

Sin embargo, cuando una estructura está bajo la acción de cargas dinámicas o deformaciones rápidas, como por ejemplo, las causadas por viento, sismo, y vivas dinámicas o con impacto, las fuerzas inerciales no son despreciables y se hace necesario un análisis dinámico.

Es decir, que una acción tiene carácter dinámico cuando su variación con el tiempo es rápida, es así como se originan fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. Algunas fuentes importantes de vibraciones son:

- ✓ sismos
- ✓ vientos
- ✓ olas y corrientes de agua
- ✓ explosiones e impactos
- ✓ cargas móviles (vehículos, personas, etc.)

La respuesta dinámica de una estructura, es cualquier magnitud que pueda caracterizar el efecto de una masa dinámica sobre la estructura, por ejemplo, para un punto arbitrario se calculan: deformaciones, aceleraciones, tensiones, etc.

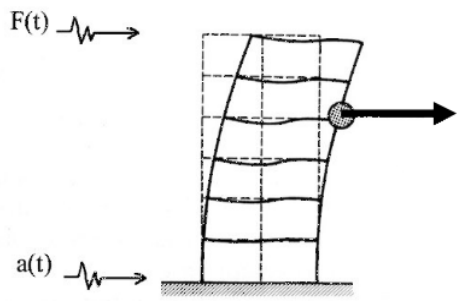


Fig. 3.1. Definición gráfica de la respuesta dinámica

Formulando una idea más general, sabemos que una estructura posee rigidez (k) y masa (m), esta última no se considera como “carga” sino como una propiedad intrínseca de la estructura, entonces la acción dinámica a(t) da origen a fuerzas de inercia comparables con las estáticas, ya que el período propio de la estructura depende de (k) y (m).

Las fuerzas de inercia se definen como: F=m*a, donde (m) es la masa del edificio, mientras que (a) es la aceleración de las ondas sísmicas. Entonces podemos decir, que la masa contenida en el edificio va a generar una fuerza sísmica directamente proporcional a ella y a la aceleración, por lo que determinar las masas del edificio es un proceso importante en el análisis sísmico. La masa de la construcción debe incluir todas las cargas de carácter permanente o muertas en la estructura, más aquellos valores probables de las cargas variables, móviles o vivas. Por lo general se supone que la masa está concentrada a nivel de piso en cada uno de los entrepisos

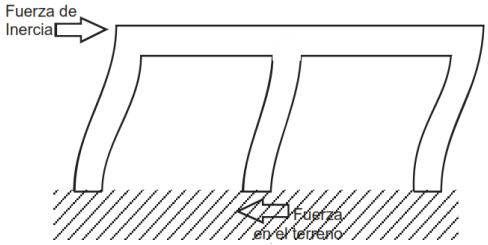


Fig. 3.2. Fuerzas de inercia

Dicho en otras palabras, la fuerza de inercia se genera debido al movimiento sísmico que se trasmite del suelo a la edificación, ya que la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo mientras que la

masa del edificio por inercia se opone a ser desplazada y seguir el movimiento de su base, como se observa en la figura 3.2

El fenómeno sísmico es un movimiento oscilatorio, con oscilaciones que pueden ser: verticales y horizontales, éste último produce:

- Esfuerzos globales sobre el edificio
- Efectos individuales en los elementos estructurales.

Los edificios son deformables en menor o mayor medida, de acuerdo a las solicitaciones que los afectan, y las características de rigidez de las estructuras que los constituyen. En el caso de los sismos, éstas solicitaciones están determinadas por las oscilaciones que ellos provocan en el terreno sobre el cual se encuentra fundado el edificio, teniendo en cuenta las condiciones elásticas del mismo incluyendo particularmente las de esa fundación, de acuerdo a lo anterior cabe distinguir entre:

- Efecto de las oscilaciones Verticales
- Efecto de las oscilaciones Horizontales

3.1.1. EFECTO DE LAS OSCILACIONES VERTICALES

En este caso el sismo podrá alternativamente levantar el edificio y luego hacerlo descender, debido al principio de acción y reacción.

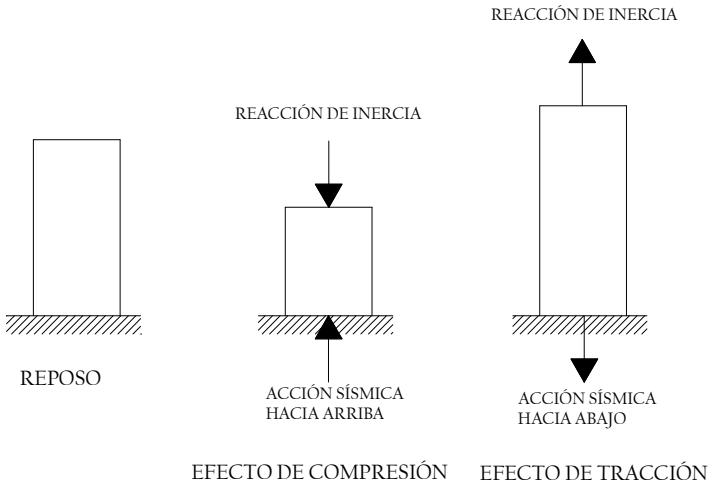


Fig. 3.3. Efecto de oscilación vertical

En el primer ejemplo, producirá un efecto de compresión vertical y en el segundo de tracción. El edificio generalmente es pesado y se calcula para soportar importantes cargas verticales, por lo tanto las solicitaciones de los sismos, son resistidas sin dificultad debido a los coeficientes de seguridad adoptados para las cargas estáticas verticales.

3.1.2. EFECTO DE LAS OSCILACIONES HORIZONTALES

Un sismo que produzca movimientos horizontales en el suelo, puede provocar reacciones de inercia en las diferentes partes de la estructura y en su conjunto, esfuerzos que no alcancen a ser absorbidos y sobrepasen los coeficientes de seguridad que se consideraron al suponer la existencia de cargas verticales solamente.

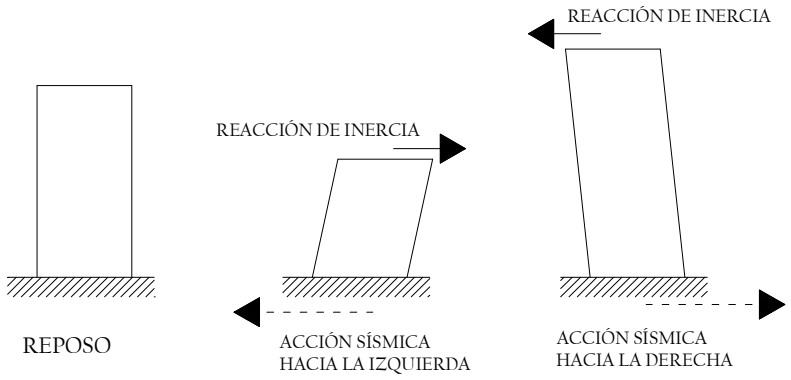


Fig. 3.4. Efecto de oscilación horizontal

Puesto que los edificios resisten relativamente bien la variación de cargas verticales según se dijo anteriormente, el máximo peligro lo presentan las fuerzas horizontales producidas por el sismo. Por este motivo y a los fines de cálculo, se ha asimilado a la fuerza sísmica como un empuje horizontal que en un sentido y en otro actúa sobre la estructura alternativamente.

3.1.3. ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica global, para fines prácticos se reduce a un empuje horizontal aplicado en el centro de gravedad del edificio, por donde se asume la resultante de los esfuerzos horizontales parciales originados en las masas de los distintos elementos de la construcción.

Este empuje tiende a producir 2 efectos:

a. Tendencia a deslizarse la parte superior del edificio, separándose de la base fija al terreno (corte). En general los edificios entran en colapso por este esfuerzo.

b. Tendencia del conjunto de la estructura a volcarse. Este efecto aumenta cuanto más alto se encuentra el centro de gravedad, al estar más arriba aumentará el peligro de volcamiento

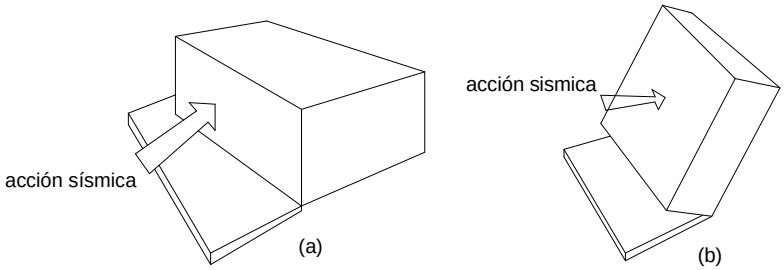


Fig. 3.5. (a) Acción sísmica CORTE (b) Acción sísmica VOLCAMIENTO

3.2. CONSIDERACIONES GENERALES DE LOS EFECTOS SÍSMICOS EN LAS ESTRUCTURAS

3.2.1. FUERZA DE INERCIA

Como vimos al iniciar este capítulo, la fuerza de inercia es la generada por el movimiento sísmico que se tramite desde la cimentación a la superestructura.

3.2.2. PERÍODO

En un sistema elástico de un grado de libertad la respuesta sísmica depende de su período de vibración, por lo que la respuesta máxima de una estructura ante un sismo varía principalmente por el período de vibración que está en función de la masa y la rigidez del sistema (R).

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{R}} \qquad \text{(Ec. 3.1.)}$$

Si queremos variar el período debemos modificar la masa o la rigidez del edificio, sin embargo en la práctica es más recomendable variar la rigidez lateral, principalmente dependiendo del sistema estructural que se elija, por ejemplo, un sistema estructural a base de pórticos puede ser

relativamente flexible, pero cuando tiene muros estructurales es muy rígido.

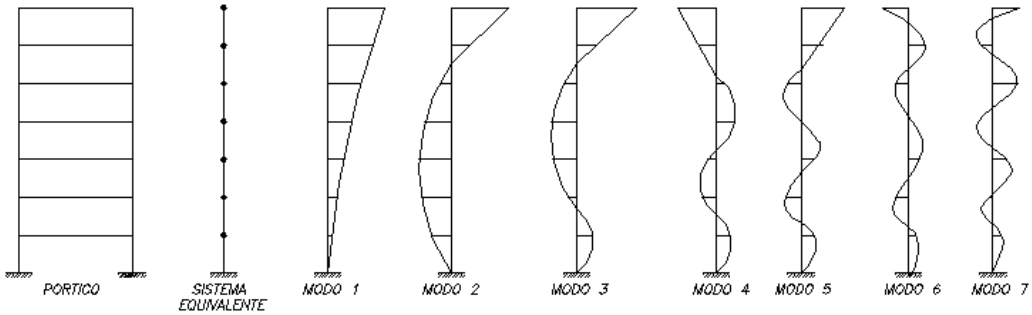


Fig. 3.6. Modos de vibración

Además los períodos de vibración de un edificio aumentan con el número de pisos, por lo que se acostumbra a numerar a las T en orden decreciente, es decir el primer período T_1 se denomina período fundamental y tiene mayor valor, mientas que el último T_n es el de menor valor. En cada período se obtiene una deformada llamada modo de vibración.

La relación entre el período fundamental del edificio T_E y el periodo dominante del suelo T_S influye en la respuesta de una estructura real. La resonancia ocurre cuando esta relación está cerca de la unidad, ya que la amplitud de la respuesta es mayor. Por ello, es conveniente evitar esta situación en los edificios, alejando el valor T_E del T_S, es recomendable procurar que la relación cumpla con el siguiente rango:

$$0{,}70 \leq \frac{T_E}{T_S} \leq 1{,}20 \qquad \text{(Ec.3.2.)}$$

Por lo general cuando el movimiento del terreno es lento con periodos dominantes largos, son las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas sísmicas mayores. Por el contrario, movimiento de periodo corto afecta más a las estructuras bajas y rígidas.

3.2.3. AMORTIGUAMIENTO

En las estructuras, el amortiguamiento es generado por las fricciones internas de los elementos, apoyos, elementos no estructurales, etc., todos estos disipan la energía sísmica, al ser el amortiguamiento una característica estructural influye en la respuesta sísmica, porque decrece el movimiento oscilatorio, se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico (ζ), donde el movimiento resultante en vez de ser oscilatorio decrece exponencialmente con el tiempo hasta hacerse cero.

3.2.4. DUCTILIDAD

Es la capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones considerables bajo una carga variable, sin padecer daños excesivos. La ductilidad (μ), se define como el cociente entre el máximo desplazamiento (δ_p) y el desplazamiento de cedencia (δ_y).

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y} \qquad \text{(Ec.3.3.)}$$

3.2.5. RESISTENCIA Y RIGIDEZ

La resistencia y la rigidez, son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. El diseño por resistencia, busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas, este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas.

La rigidez lateral, se refiere a la deflexión horizontal de piso a piso y previene así, que la estructura se salga del alineamiento vertical más allá de una cantidad dada. El desplazamiento, se debe limitar a causa de su efecto sobre los muros divisorios, fachadas y la comodidad de los ocupantes. También, la deflexión horizontal excesiva puede hacer que las cargas se apliquen excéntricamente sobre las columnas, lo que genera un momento flector, el cual aumenta el desplazamiento lateral que a su vez

incrementa el momento flector, continuando hasta llegar al colapso, este efecto se denomina P-Δ.

Como medida de control para la rigidez necesaria de una estructura, se utiliza el desplazamiento relativo de entrepiso que representa una medida de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales. Resulta conveniente el uso de un índice adimensional de este desplazamiento, al dividir el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo se obtiene en el índice γ. Este índice γ se denomina distorsión de entrepiso o deriva, y es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, a fin de comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales.

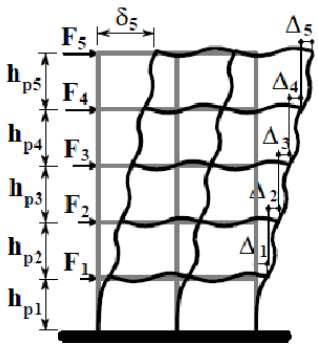


Fig. 3.7. Deflexión lateral de la estructura y definición de la distorsión de piso

3.2.6. DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS DE INERCIA

Las fuerzas de inercia que se generan sobre una estructura son función de la masa, rigidez y amortiguamiento; pero conocer el punto de aplicación de la fuerza es primordial, ya que éstas se pueden amplificar.

Para cuantificar la amplificación de la fuerza, se hace una simplificación de la distribución de las fuerzas, determinando la ubicación de las resultantes en cada piso a nivel de losa. Los puntos geométricos que permiten ponderar la amplificación de las fuerzas de inercia se indican a continuación.

3.2.7. CENTRO DE MASAS

La resultante de la fuerza de inercia en cada entrepiso se ubica en el centro de masas (CM), que es el lugar geométrico o punto en el entrepiso donde todo el movimiento puede representarse solamente por el movimiento del centro de masas.

3.2.8. CENTRO DE CORTANTE

En un edificio sometido a una carga sísmica, la base del edificio es la que está sometida a la mayor fuerza, pues sostiene la suma de todas las fuerzas de inercia o fuerzas sísmicas (F) que se generan en cada entrepiso; esta suma de las fuerzas sísmicas por encima de cada nivel analizado se denomina fuerza cortante (V) y el lugar geométrico donde actúa esta fuerza en un nivel es el centro de cortante (CC).

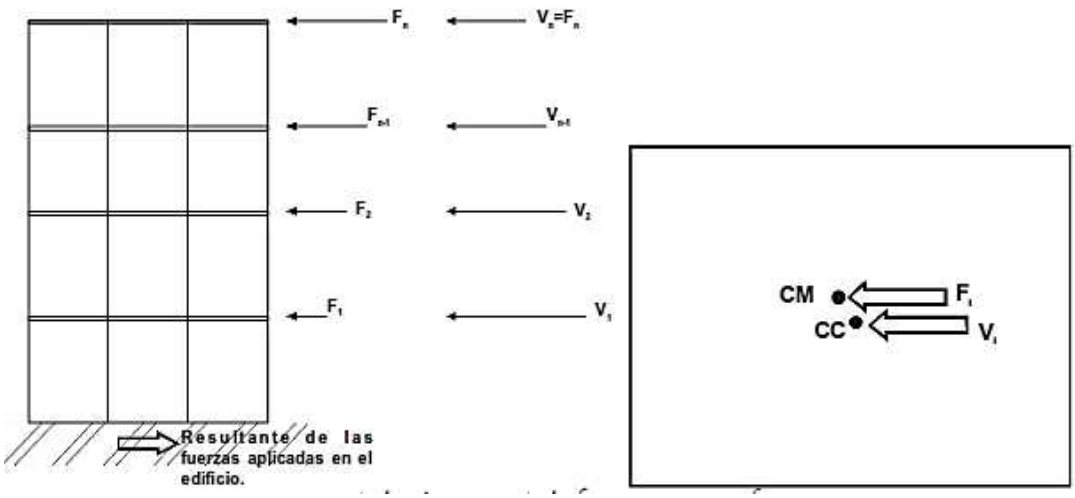


Fig. 3.8. Esquema de la ubicación de la fuerza sísmica y fuerza cortante

3.2.9. CENTRO DE RIGIDEZ

El centro de rigidez (CR), representa el centro geométrico de los elementos estructurales de un nivel y es el punto del entrepiso que al aplicar una fuerza cortante, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior, esta situación es hipotética, ya que la fuerza cortante se aplica en el centro de cortante.

3.2.10. MOMENTO TORSOR

El momento torsor, es originado por la situación dada al aplicar la fuerza cortante en el centro de cortante, y el edificio moverse alrededor del centro de rigidez, lo que hace que el edificio además de trasladarse, gire alrededor del mencionado punto. Ésta condición no es ideal para los elementos verticales (columnas y muros de corte), por ser los elementos que mantienen unidos los distintos entrepisos y deben soportar fuerzas muy grandes. Así mismo este momento torsor, se puede descomponer en pares de fuerzas que se suman a las fuerzas de inercia, incrementándolas de esta manera.

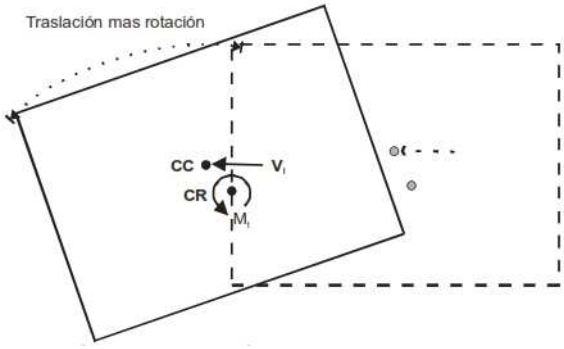


Fig. 3.9. Momento Torsor

El momento torsor se puede obtener de dos formas: las más sencilla es, como el producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su distancia con respecto al centro de rigidez de ese nivel, y la segunda es considerando el grado de libertad dinámico de rotación por nivel en un análisis de este tipo. El cociente entre el momento torsor proveniente de una análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado con respecto al centro de rigidez y la fuerza cortante de ese nivel se denomina excentricidad dinámica.

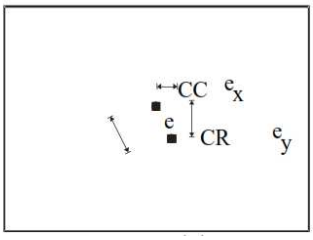


Fig. 3.10. Excentricidad

Al existir excentricidad, indica que se va a originar fuerzas adicionales a las de inercia, que dependerán de la ubicación en planta de las masas y los elementos resistentes, aspectos relativos a la configuración arquitectónica principalmente, de ahí la influencia de la configuración en el análisis sismorresistente. Por otra parte, la verticalidad de la línea que une los centros de masa, corte y rigidez de cada entrepiso, es fundamental en la manera de responder el edificio ante una fuerza sísmica, a pesar de no influir en la dimensión de la excentricidad.

3.3. EL SISMO COMO ACCIÓN DE DISEÑO

El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, la Norma Ecuatoriana de la Construcción permite la aplicación del método de las fuerzas estáticas equivalentes, para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular. En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico, se determina a partir de un coeficiente sísmico que es igual a la aceleración horizontal dividida para la aceleración de la gravedad y multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso.

Actualmente el desarrollo y difusión de computadoras personales y de los programas de análisis estructural, han permitido una generalizada aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica. En estos métodos, y dependiendo del tipo de análisis a realizar, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleraciones o mediante una serie de registros de aceleración (acelerogramas). Estos últimos representan la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo. Los registros de aceleración se obtienen de mediciones de sismos reales, o bien se generan artificialmente mediante programas computacionales para cumplir ciertos requisitos.

Independientemente del método aplicado, se consideran cuatro aspectos fundamentales para cuantificar la acción sísmica:

a. Sismicidad propia del lugar

b. Características del suelo de fundación

c. Destino o importancia de la construcción

d. Características principales de la respuesta estructural, vinculadas principalmente a su ductilidad y sobrerresistencia.

Los dos primeros aspectos se definen a través de un espectro de diseño, normalmente en términos de aceleraciones horizontales. La importancia de la construcción se cuantifica a través de un factor que mayora la demanda sísmica para obras de infraestructura pública, edificios con alta ocupación, etc. El comportamiento estructural, se representa mediante un factor de modificación de respuesta, R, el cual se ha calibrado a partir de resultados experimentales y analíticos obtenidos para distintos tipos de estructuras.

Es importante mencionar que usualmente la acción sísmica de diseño, se define a partir de aceleraciones (o del coeficiente sísmico para el método estático), razón por la cual los métodos que utilizan este criterio se denominan “métodos de diseño basados en fuerza”.

Este criterio se utiliza tradicionalmente desde los comienzos de la ingeniería sísmica. Sin embargo, en las últimas décadas, ha comenzado a desarrollarse una nueva definición de la acción sísmica, considerando los desplazamientos laterales como variable principal de diseño. Es así que han surgido distintos “métodos de diseño basado en desplazamiento”, los cuales han madurado en su formulación e implementación, de modo que es muy probable que en un futuro se incorporen a los códigos de diseño.

Un concepto de gran importancia para definir y cuantificar la acción sísmica es el espectro de respuesta y de diseño.

3.3.1. ESPECTRO DE RESPUESTA

Los espectros de aceleración juegan un papel muy importante en el diseño sismorresistente, ya que a través de ellos, se define la amenaza

sísmica de una zona para efectos del diseño sismorresistente. En forma general, espectro es la representación gráfica de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en las abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en las ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta, consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración T, y con igual factor de amortiguamiento, si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (registro de aceleraciones).

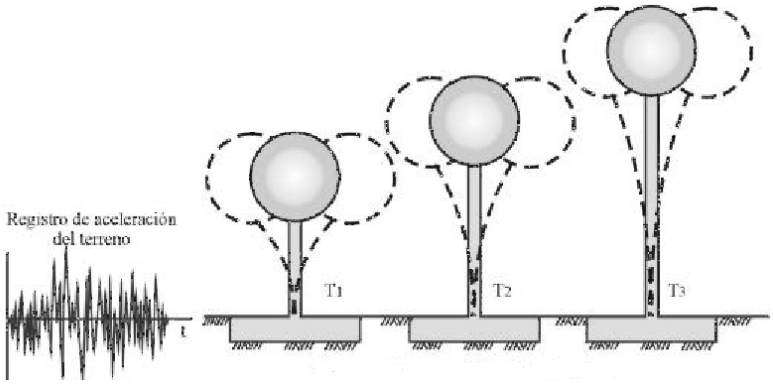


Fig. 3.11. Osciladores simples

Cada uno de estos osciladores exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos.

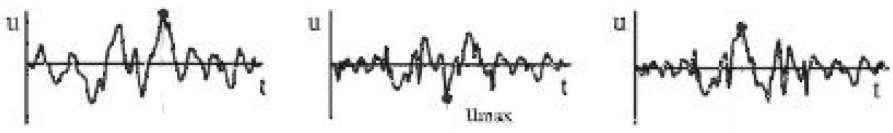


Fig. 3.12. Respuesta temporal de cada oscilador

Con la respuesta de los osciladores se determinar el máximo (valor absoluto) de cada uno de ellos. Finalmente se realiza un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta.

Fig. 3.13. Espectro de respuesta

Podemos observar en la Fig. 3.13 que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro de respuesta.

Por lo expuesto, el espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc.) para osciladores simples de un grado de libertad con un periodo de vibración T y un amortiguamiento relativo ξ para un terremoto dado.

3.3.2. TIPOS DE ESPECTROS

Como mencionamos anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos.

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta

presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

En la práctica se construye un espectro completo calculando el espectro de respuesta para distintos periodos T; normalmente se considera un rango de periodos de vibración que varía entre 0 y 3.0 o 5.0 segundos, que comprende la mayoría de las construcciones comunes. Las curvas se construyen para valores constantes del factor de amortiguamiento, por ejemplo, 0, 2 y 5%.

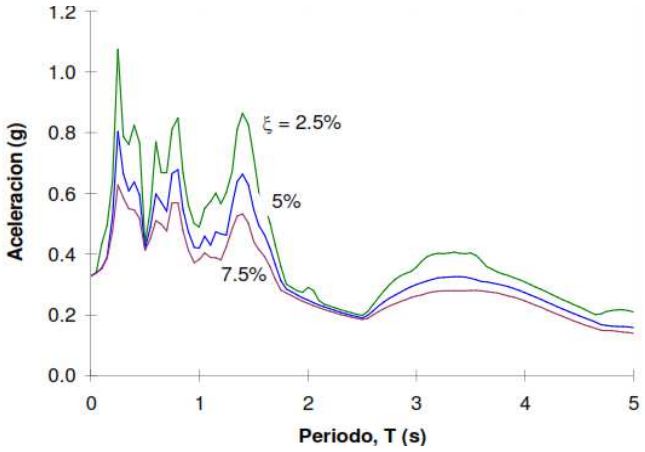


Fig. 3.14. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad presenta comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico.

Este tipo de espectros, pueden determinarse en base a dos enfoques que se han desarrollado conforme han avanzado las herramientas de cálculo. El primer enfoque, conocido como *enfoque indirecto* consisten en calcular los espectros de comportamiento inelástico a partir de los espectros de proyecto elásticos, mediante la reducción de ordenadas basadas en factores de reducción de respuesta o factores de reducción de resistencia.

El *método directo* se basa en modelos histeréticos o de reproducción de la relación fuerza-deformación, bajo cargas cíclicas en las estructuras. Por ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto, en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura.

Uno de los modelos más populares ha sido el modelo bilineal de Takeda (1970) utilizado para reproducir el comportamiento de elementos o pórticos de hormigón armado. En la figura 3.15 se muestra el diagrama fuerza-deformación de este modelo, se observa que la variación de la rigidez tanto en el proceso de carga como en descarga depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo previo, pero sin admitir la disminución de la resistencia, ya que la fuerza de cedencia se mantiene constante, lo cual se ajusta a la respuesta cíclica de pórticos de hormigón armado. A partir de este modelo, se han desarrollado otros modelos poligonales que permiten la incorporación de otros efectos de degradación, como la pérdida de la rigidez, la plastificación o formación de rótulas plásticas en diferentes puntos de la estructura y la pérdida de la capacidad de disipación que gráficamente corresponde al ‘estrangulamiento’ de los lazos de histéresis. Otros modelos frecuentemente utilizados en la obtención de la respuesta inelástica de las estructuras, son los modelos suavizados que se diferencian de los anteriores en que las ramas elásticas y plásticas tanto en fase de carga como en descarga, en lugar de ser poligonales se ajustan mediante trazos curvos de distinto tipo.

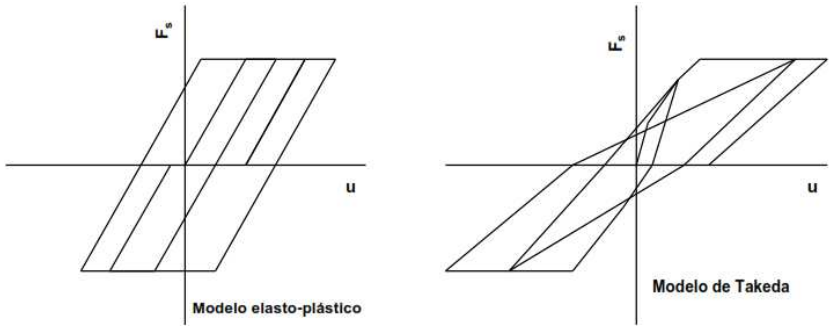


Fig. 3.15. Modelos de histéresis

Espectros de diseño: las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes.

Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes, se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos.

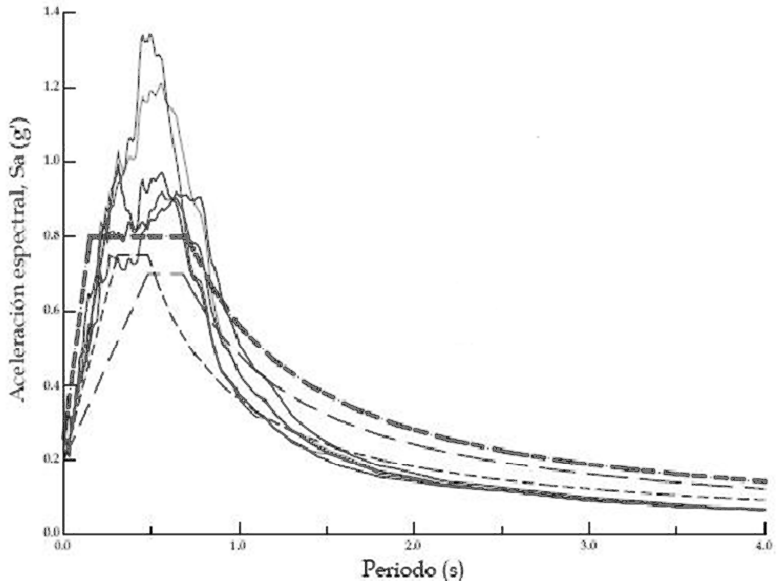


Fig. 3.16. Espectros de Diseño

Es muy importante que distingamos entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras que representan la sismicidad probable del lugar.

3.4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO TRADICIONAL

Para la realización de este proyecto de tesis se ha tomado como partida el Bloque "E" del Hospital Regional de Ambato, que está destinado para hospitalización para las diferentes especialidades que se ofrecen en el hospital, y se describe a continuación:

Consiste en un edificio de seis plantas sobre rasante y una planta baja, el edificio está ubicado en Ambato, la altura de entrepiso es de 3,96 m; presentando una altura sobre rasante de 23,76 metros.

El sistema estructural de este edificio se basa en el sistema marco rígido por la interacción viga-columna, podemos observar que existen 7 pórticos resistentes en dirección *x*, y 6 pórticos en dirección *y*.

Se ha ubicado 4 diafragmas en la dirección x, además para evitar efectos de torsión existen 4 diafragmas en la dirección y, que además coinciden con el hueco de las escaleras, ascensores y tragaluces, el espesor de estos diafragmas es de 40 cm, la dimensión de longitud varía dependiendo de la ubicación.

Las columnas son de hormigón armado de dimensión 60/100 cm, las vigas también de HA de dimensiones 50/75 o 50/80 cm., la losa tipo tiene un espesor de 30 cm., con casetones de 60x60 cm. y nervios de 15 cm.

Se ha establecido un hormigón de resistencia f'c = 280 kg/cm^2, el acero de refuerzo con una resistencia a la tensión de f y = 4200 kg/cm^2.

La descripción anterior corresponde al diseño estructural, La figura 3.17, que se muestra a continuación es una planta tipo de la estructura.

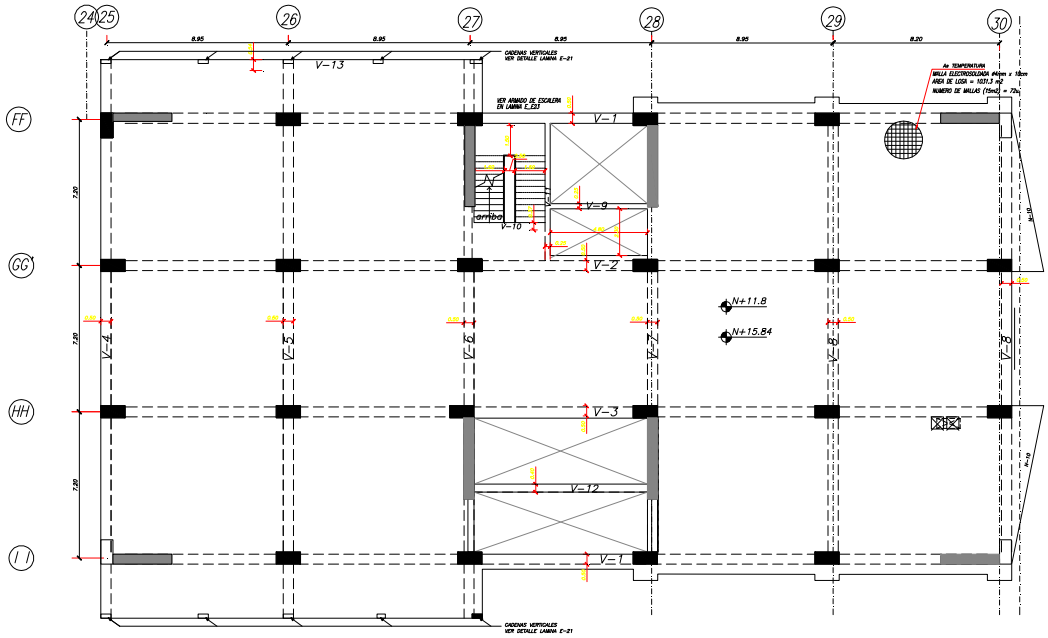


Fig. 3.17. Losa tipo (N±11.80m)

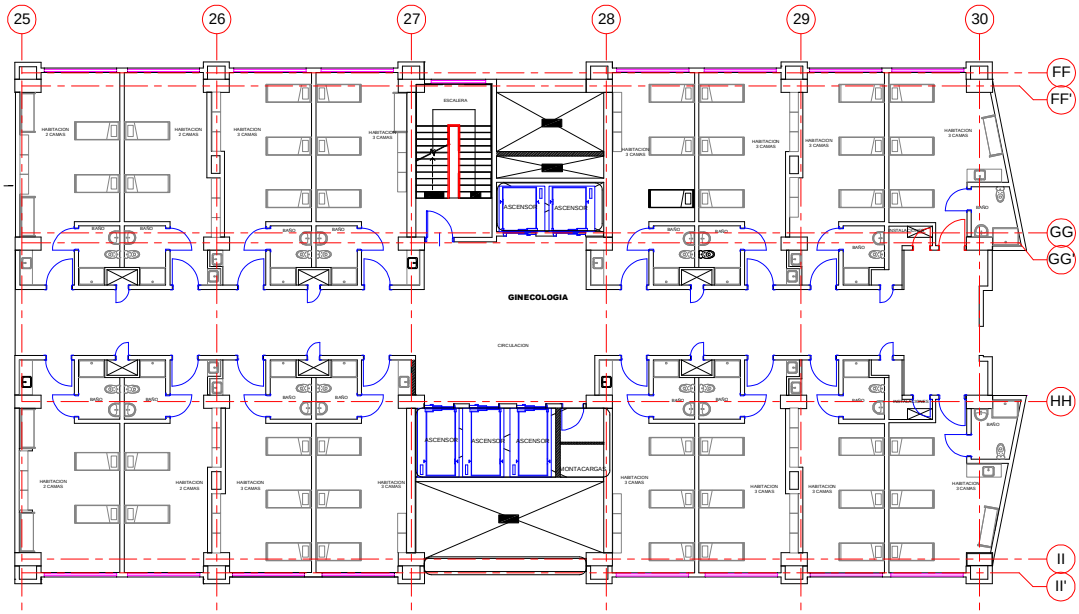


Fig. 3.18. Segunda nivel planta arquitectónica

Como mencionamos anteriormente desde la primera planta alta y el resto de pisos superiores las instalaciones se dispusieron para la recuperación de los pacientes por lo que podemos observar en la Fig. 3.18 habitaciones con camillas, los respectivos baños y duchas, a cada nivel se le ha asignado una especialización, para nuestro ejemplo Ginecología.

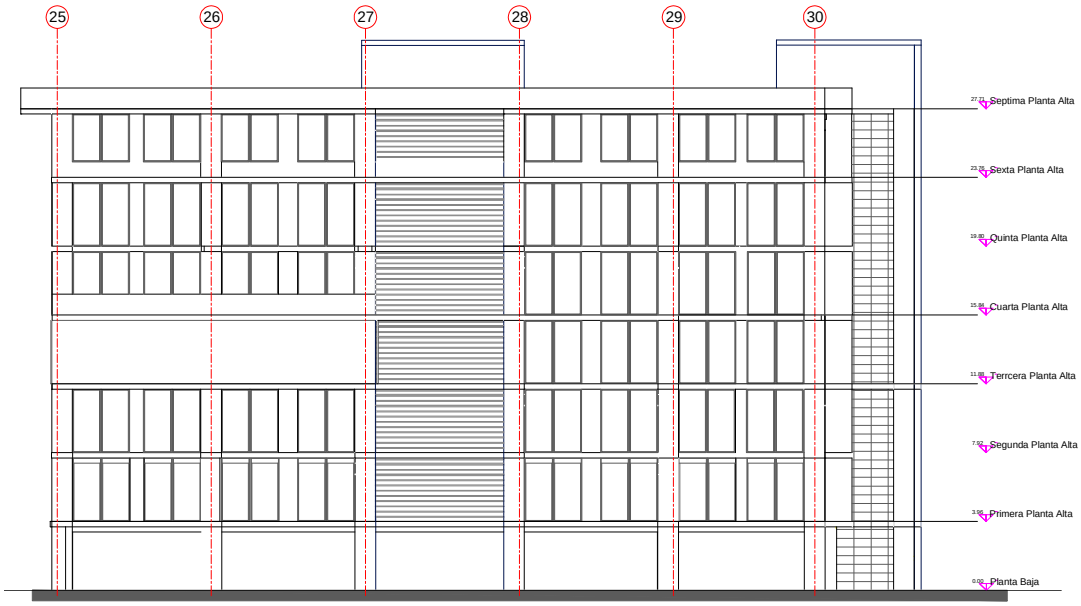


Fig. 3.19. Fachado Frontal

3.5. MODELACIÓN COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA ETABS

Durante casi 30 años, ETABS ha sido reconocido como el programa estándar para el análisis y diseño estructural de edificaciones, es la solución, si se está diseñando un simple pórtico en 2D o un análisis dinámico de un edificio de gran altura que utiliza aisladores, como es el caso del tema de estudio en esta tesis.

Su nombre es la abreviatura en ingles de "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (**Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones**).

El programa ETABS, es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Este programa trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y diseño con una versátil interfaz. Los resultados que el programa proporciona son instantáneos y automáticos.

Aunque es un programa fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

En conclusión, el programa ETABS agrega una interfaz gráfica fácil y completa, vinculada con poderosas herramientas, ofreciéndole al ingeniero estructural un programa de análisis y diseño de edificaciones sin igual en eficiencia y productividad.

3.5.1. ANTECEDENTES GENERALES

Cualquier proyecto estructural, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado. En la etapa de creación del modelo (modelaje), se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que la conforman. Es muy importante que se entienda el comportamiento de estos elementos, a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesitan mediante refinamientos innecesarios que retrasan el análisis. Estos elementos deberán presentar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio, y tener la capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidos sin que se presente el colapso de la estructura.

En general, los programas de análisis de estructuras permiten realizar el modelaje de una estructura, el procesamiento numérico de los datos, y el análisis de los resultados por medio de las etapas de pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento, respectivamente.

Actualmente, el modelaje de una estructura por medio de estos programas no es complicado, pues en su etapa de pre procesamiento se cuenta con diversas herramientas que facilitan el dibujo y la visualización del modelo. Posteriormente a la fase de modelaje, se deben determinar y analizar los esfuerzos y deformaciones en la estructura. Para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de estructuras (AME) y análisis por el método de elementos finitos (MEF), que involucran una gran cantidad de

cálculos numéricos, de modo que es imprescindible utilizar algún programa de cómputo.

El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas, con el desarrollo de métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee, a través de la ejecución del número necesario de ciclos de iteración. Con estos procedimientos se pueden analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que sea. ETABS es uno de los programas de cómputo con los que pueden realizarse en poco tiempo y a un costo razonable los millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

3.5.2. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA

Los resultados que se obtienen de los programas de análisis estructural en este caso el Etabs, depende de la calidad de datos que se ingresen al momento de realizar el modelo matemático que está directamente relacionado con los conocimientos teóricos y la experiencia del usuario.

Para que los resultados que se obtienen del análisis sismorresistente sean confiables, se debe partir de un modelo matemático que refleje fielmente las características que se tienen en la realidad. Sin embargo, hay un punto en el cual los perfeccionamientos adicionales no agregan calidad a los resultados y sí, mayor probabilidad de equivocaciones.

- Al definir la calidad del material se ingresa al programa los valores de: el esfuerzo de rotura del hormigón *f'c*, el esfuerzo de fluencia *fy*, y el módulo de elasticidad *Ec.*

  *S*egún el ACI, el módulo de elasticidad corresponde a *15000*sqr(f'c)*, sin embargo este valor no representa la realidad del Ecuador ya que existe una falta del control de calidad de los materiales de construcción, según un estudio realizado por la

ESPE recomienda utilizar un valor menor al del ACI de ***Ec = 12000*sqr(f'c)*** *[Kg/cm^2].*

- Al definir las secciones de vigas y columnas, se considera el agrietamiento del hormigón mediante inercias reducidas, según la normativa, las columnas deben reducirse en un 20% y las vigas en un 50%, para controlar la presencia de columnas fuertes y vigas débiles. De esta forma, al presentarse un sismo severo las estructuras sufrirán mucho daño, lo cual implica que van a estar inmersas en el rango plástico.

- Las cargas deben evaluarse lo más exactas posibles ya que influyen en las secciones de los elementos y la cantidad de armadura de refuerzo.

- En primera instancia se calculó el coeficiente sísmico mediante el análisis estático equivalente y finalmente e análisis modal espectral ambos análisis se realiza de acuerdo al NEC11.

- La losa se ha considerado como un cuerpo rígido, por su comportamiento estructural y además de ésta forma se reduce el número de incógnitas a resolver.

- La unión viga-columna se considera rígida, de esta forma estaríamos considerando que el nudo no va a dañarse durante un sismo severo en el sentido de que el ángulo entre ellas no cambia cuando se deforma.

Para modelar la estructura convencional el primer paso es la interpretación de los planos arquitectónicos.

3.5.3. ANÁLISIS DEL PROYECTO

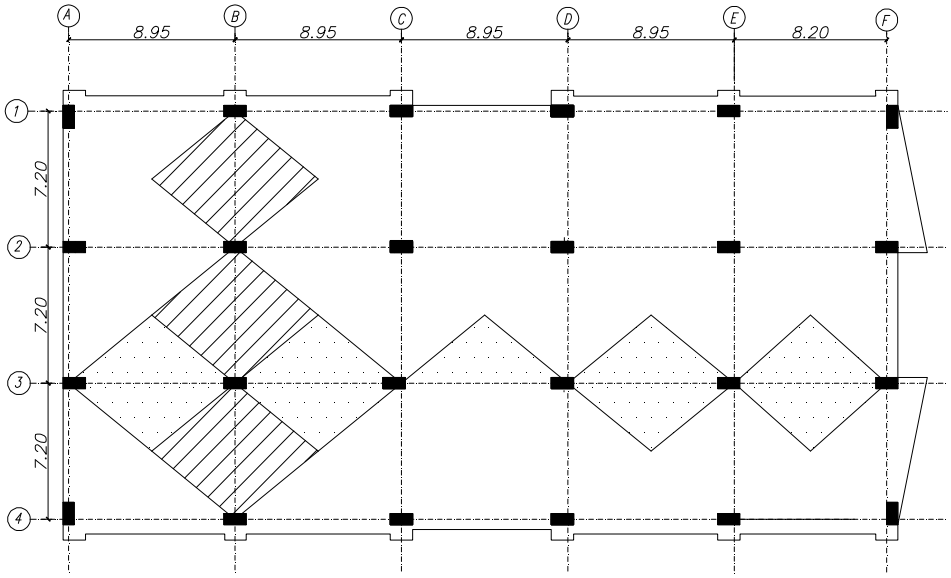


Fig. 3.20. Proyección en planta

Como referente para los posteriores cálculos se considerará un sistema estructural de losa plana con vigas banda, según la proyección en planta de la figura 3.20.

$$f'c = 280\ Kg/cm^2$$
$$fy = 4200\ Kg/cm^2$$

Tablero crítico

(X-X) L máx. =8,95 m

(Y-Y) L máx. =7,20 m

Tramo crítico

t1=perímetro/150 (Ec.3.4.)

t1= (895+895) + (720+720)/150

t1= 21,53 cm

t2= Ln/33 (Ec.3.5.)

t2= 8,95/33

t2= 0,27 m

t3= 3 cm *Ln[m] (Ec.3.6.)

t3= 3 * 8,95

t3= 26,85 cm

Adoptamos t=30 cm

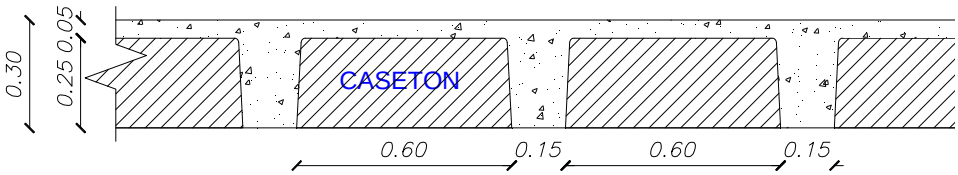


Fig. 3.21. Corte de la losa

3.5.3.1. PESO PROPIO DE LA LOSA

Se calcula el peso propio de la losa para 1 m^2 de losa.

ELEMENTO	VOL [m3]	P. específico [T/m3]	PESO [T]
LOSETA	0,05	2,4	0,120
NERVIOS	0,075295	2,4	0,181
		PPL =	0,301

TABLA. 3.1. Peso propio de la losa

3.5.3.2. DETERMINACIÓN DE LA CARGA MUERTA

- P.P. = 0,301 Ton/m²

Acabados en general (masillado, enlucido)

P.P. piso = [1*1*0,04]*2,2

P.P. piso = 0,088 Ton/m2

P.P. enlucidos = [1*1*0,02]*2,2

P.P. enlucidos = 0,044 Ton/m²

3.5.3.3. DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA

Los siguientes dados, han sido tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC11-CAP. 1-CARGAS Y MATERIALES, y corresponde a las sobrecargas mínimas para Hospitales

Uso de la edificación	Carga Viva	
	Kg/cm²	Ton/m²
Sala de quirófanos, laboratorios	290	0,290
sala de pacientes	200	0,200
Corredores	400	0,400

TABLA. 3.2. Carga Viva según NEC11

Sin embargo por recomendaciones del ACI-318, se adoptará los siguientes valores:

Uso de la edificación	Carga Viva	
	Kg/cm²	Ton/m²
Hospitales	250	0,250
Corredores	500	0,500
Terraza accesible	100	0,100

TABLA. 3.3. Carga Viva según ACI-318

DETALLE	CARGAS [T/m2]
P.P.L	0,301
ENLUCIDO	0,088
PISO	0,044
INTALACIONES	0,400
MAMPOSTERÍA	0,030
CIELO RAZO	0,025
Carga Muerta (D)	0,888

TABLA. 3.4. Resumen de cargas actuantes

3.5.3.4. PREDISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

Estimación del peso de la viga asumiendo una dimensión inicial de 30x50

$$Peso\,viga = \frac{0{,}40m * 0{,}60m * 305{,}60m * 2{,}8T/m^3}{950{,}40m^2} = 0{,}216T/m^2$$

El peso de la viga, ha sido determinado sumando la longitud de las vigas perimetrales y de las vigas interiores.

Debido a que la distribución de las cargas sobres las vigas es triangular, como se observa en la Fig. 3.20 se deberá transformar en cargas uniformemente distribuidas.

$$C\arg a\ losa + c\arg a\ viga = 0{,}888 + 0{,}216 = 1{,}104T/m^2$$

$$C\arg a\ viva = 0{,}500T/m^2$$

$$C\arg a\ última = 1{,}25(1{,}20*1{,}104 + 1{,}60*0{,}5) = 2{,}66T/m^2$$

$$Ws = \frac{2{,}61T/m^2 * 7{,}20m}{3} = 6{,}264T/m*2 = 12{,}75T/m$$

Determinación de los momentos en el pórtico B

$$M_{1,4} = \frac{WL_1^2}{16} = \frac{12{,}75*7{,}20^2}{16} = 41{,}31Tm \qquad \text{(Ec.3.7.)}$$

$$M_{2,3} = \frac{WL_2^2}{10} = \frac{12{,}75*7{,}20^2}{10} = 66{,}10\,Tm$$

Momento en los vanos

$$M_{1-2} = \frac{WL_1^2}{14} = \frac{12{,}75*7{,}20^2}{14} = 47{,}21Tm \qquad \text{(Ec.3.8.)}$$

$$M_{2-3} = \frac{WL_2^2}{16} = \frac{12{,}75*7{,}20^2}{16} = 41{,}31Tm$$

Determinamos que el momento máximo en este caso es M_2

$$M_{máx} = 66{,}10\,Tm$$

$$Ru = 52{,}04 para\ f'c = 280kg/cm^2$$

$$Mn = Ru*b*d^2$$
$$Mu = \phi*Mn \qquad \text{(Ec.3.9.)}$$
$$\frac{Mu}{\phi} = Ru*b*d^2$$

$$\frac{66{,}10\,Tm*10^5}{0{,}9} = 52{,}04*40*d^2$$
$$d = 58{,}88cm$$
$$h = 59{,}40cm + 3cm = 62{,}40cm \approx 65cm$$

Como resultado del pre-diseño de vigas la sección será 40x65cm

3.5.3.5. PRE-DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

Cargas	Niveles		
	ENTREPISO	TERRAZA	TAPAGRADA
	0+0,00 0+23,76	0+27,72	0+31,68
P.P.L	0,301	0,301	0,301
ENLUCIDO	0,088	0,088	0,120
PISO	0,044	0,044	0,000
INTALACIONES	0,400	0,400	0,000
MAMPOSTERÍA	0,030	0,150	0,000
VIGAS	0,230	0,230	0,230
CIELO RAZO	0,025	0,025	0,000
Carga Muerta (D)	1,118	1,238	0,651
Carga Viva (L)	0,500	0,200	0,100
D + L	1,618	1,438	0,751

TABLA. 3.5. Resumen de cargas actuantes por piso

Columna	Areas Cooperantes	Tapagrada	Carga P	Tipo de columna
A1	16,12		179,67	III
A2	32,22		359,12	II
A3	32,22		359,12	II
A4	16,12		179,67	III*
B1	32,22		359,12	II
B2	64,44		718,25	I
B3	64,44		718,25	I
B4	32,22		359,12	II
C1	32,22	16,12	359,12	II
C2	64,44	16,12	718,25	I
C3	64,44		718,25	I
C4	32,22		359,12	II
D1	32,22	16,12	371,23	II*
D2	64,44	16,12	730,35	I*
D3	64,44		718,25	I
D4	32,22		359,12	II
E1	30,87		344,08	II
E2	61,74		688,15	I
E3	61,74		688,15	I
E4	30,87		344,08	II
F1	14,76		164,51	III
F2	29,54		329,25	II
F3	29,54		329,25	II
F4	14,76		164,51	III

TABLA. 3.6. Resumen de tipo de columnas

Área mínima de la columna

$$Ag = \frac{P}{0{,}21 * f'c + 0{,}0034 * fy} \qquad \text{(Ec.3.10.)}$$

$$Ag = \frac{P}{0{,}21 * 280 + 0{,}0034 * 4200}$$

$$Ag = \frac{P\,[Ton]}{0{,}07308}$$

NIVEL	TIPOI	TIPO II	TIPO III
0+31,68	P=12,11Ton	P=24,20Ton	
	Ag=165,66 cm²	Ag=331,11 cm²	
0+27,72	15/15	20/20	
0+27,72	P=104,77Ton	P=70,53Ton	P=23,18Ton
	Ag=1433,65 cm²	Ag=965,10 cm²	Ag=370,41 cm²
0+23,76	40/40	35/35	20/20
0+23,76	P=209,03Ton	P=122,66Ton	P=49,26Ton
	Ag=2860,36 cm²	Ag=1960,08 cm²	Ag=787,20 cm²
0+19,80	55/55	45/45	30/30
0+19,80	P=313,30Ton	P=174,79Ton	P=75,34Ton
	Ag=4287,06 cm²	Ag=2793,12 cm²	Ag=1203,98 cm²
0+15,84	70/70	55/55	35/35
0+15,84	P=417,56Ton	P=226,93Ton	P=101,43Ton
	Ag=5713,77 cm²	Ag=3626,17 cm²	Ag=1620,76 cm²
0+11,88	80/80	65/65	45/45
0+11,88	P=521,83Ton	P=279,06Ton	P=127,51Ton
	Ag=7140,48 cm²	Ag=4459,21 cm²	Ag=2037,54 cm²
0+7,92	85/85	70/70	50/50
0+7,92	P=626,09Ton	P=331,19Ton	P=153,59Ton
	Ag=8567,19 cm²	Ag=5292,26 cm²	Ag=2454,32 cm²
0+3,96	95/95	75/75	50/50
0+3,96	P=730,35Ton	P=383,32Ton	P=179,67Ton
	Ag=9993,90 cm²	Ag=6125,30 cm²	Ag=2871,10 cm²
0+0,00	100/100	80/80	55/55

TABLA. 3.7. Pre-diseño de columnas

3.5.3.6. CORTE BASAL DE DISEÑO

$$v = \frac{I * Sa}{R * \varphi_E * \varphi_P} * W \qquad \text{(Ec.3.11.)}$$

$I = factor\ de\ importancia$

$W = carga\ reactiva\ definida$

$S_a = aceleración\ espectral$

$R = factor\ de\ reducción\ de\ resouesta\ espectral$

$\varphi_E = factor\ de\ configuración\ estructural\ en\ elevación$

$\varphi_P = factor\ de\ configuración\ estructural\ en\ planta$

Cálculo del Período de Vibración (T)

$$T = Ct * hn^{\alpha} \qquad \text{(Ec.3.12.)}$$

Siguiendo el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas de la sección 2.7.2 de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC11. Que recomienda que para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras, se considera *Ct= 0,049* y α*=0,75*.

Sabiendo que *hn*, es la altura máxima de la edificación de *n* pisos, medida desde la base de la estructura y expresada en metros.

$$T = 0{,}049 * 31{,}62^{0{,}75}$$
$$T = 0{,}653\ seg.$$

Cálculo de la Aceleración Espectral (Sa)

La aceleración espectral se obtiene mediante las ecuaciones válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$Sa = n * Z * Fa \qquad 0 \le T \le Tc \qquad \text{(Ec.3.13)}$$

$$Sa = n * Z * Fa\left(\frac{Tc}{T}\right)^{r} \qquad T > Tc \qquad \text{(Ec.3.14)}$$

Considerando que el lugar de implantación de la estructura en diseño está en Ambato se obtienen los siguientes datos:

r = 1 para tipo de suelo C, específico de este caso

η = 2,48 para provincias de la Región Sierra como es nuestro caso

Los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles del suelo, se obtienen de la sección 2.5.4.8 del NEC11, tomando en cuenta el tipo de perfil del subsuelo C y la zona sísmica V, cuyo factor de aceleración sísmica es 0,4g.

$$Fa = 1{,}20$$
$$Fs = 1{,}30$$
$$Fd = 1{,}30$$

$$Tc = 0{,}55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \qquad \text{(Ec.3.15.)}$$

$$Tc = 0{,}55 * 1{,}30 * \frac{1{,}30}{1{,}20}$$
$$Tc = 0{,}775 < T$$

$$Sa = n * Z * Fa$$
$$Sa = 2{,}48 * 0{,}40 * 1{,}20$$
$$Sa = 1{,}19$$

En la sección 2.6.4 de la NEC11, se clasifica a los hospitales en la categoría de “Edificaciones esenciales y/o peligrosas” y le asigna un factor I = 1,50

Los coeficientes de configuración estructural tanto en planta como en elevación de adopta el valor 1, debido a que la estructura no contempla ningún tipo de irregularidades.

El coeficiente de respuesta estructural se adopta 7, que corresponde a pórticos sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, muros estructurales de hormigón armado.

Con todo lo mencionado anteriormente se puede calcular el coeficiente sísmico.

$$v = \frac{1{,}50 * 1{,}19}{7 * 1 * 1} = 0{,}255$$

3.5.4. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EMPOTRADA

Con una idea concebida de los detalles de la estructura y el sistema estructural, en el programa Etabs 9.7.4 se va modelar las columnas, vigas, viguetas y loseta con los datos extraídos del prediseño de los elementos y considerando las cargas que actúan según lo calculado anteriormente.

La configuración geométrica de la estructura se obtiene de los planos arquitectónicos y se ingresa al programa mediante *Datos de la Malla*

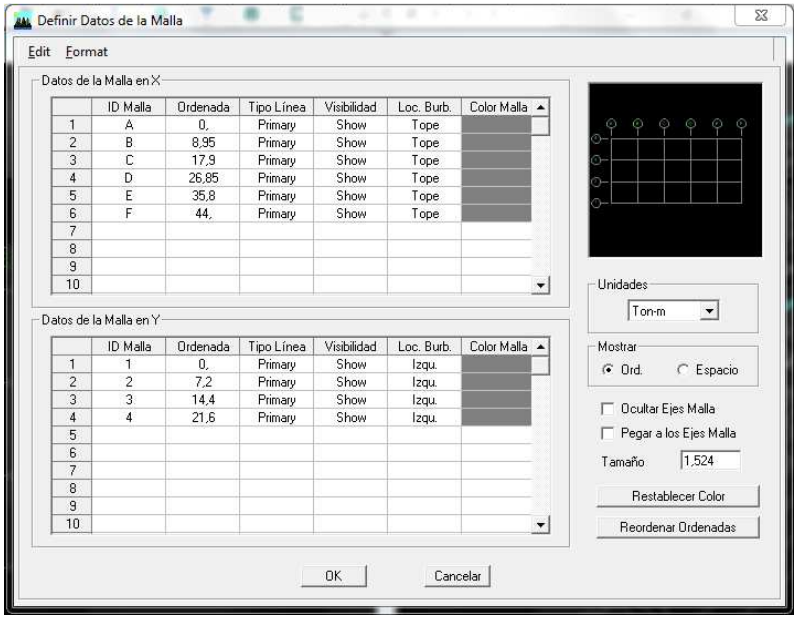


Fig. 3.23. Datos de la carga muerta adicional

Es importante ingresar las características del material con el que se va a construir la estructura, tomando muy en cuenta las unidades con las que va a trabajar el programa, en este caso [Ton-m], y como se mencionó anteriormente el módulo de elasticidad.

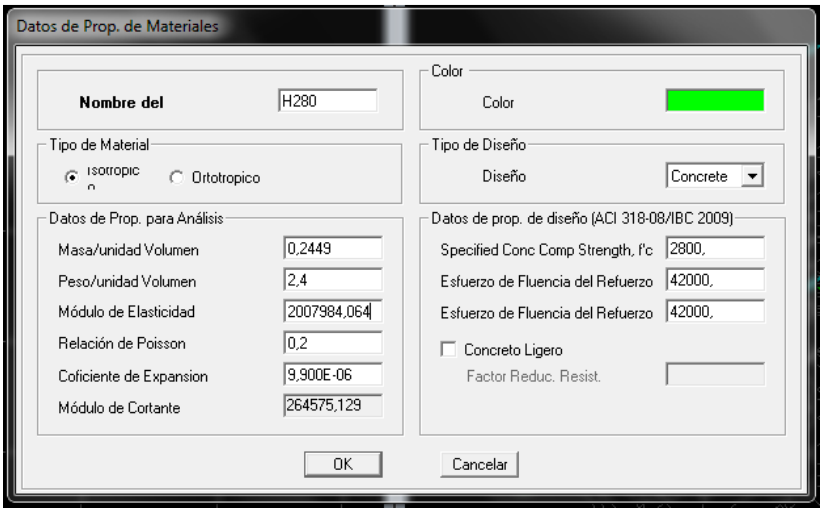


Fig. 3.24. Datos de la carga muerta adicional

Para definir las secciones de concretos se considerará las inercias agrietadas respectivas para columnas y vigas o viguetas.

Como se mencionó anteriormente las inercias para el caso de columnas se reduce en un 20%

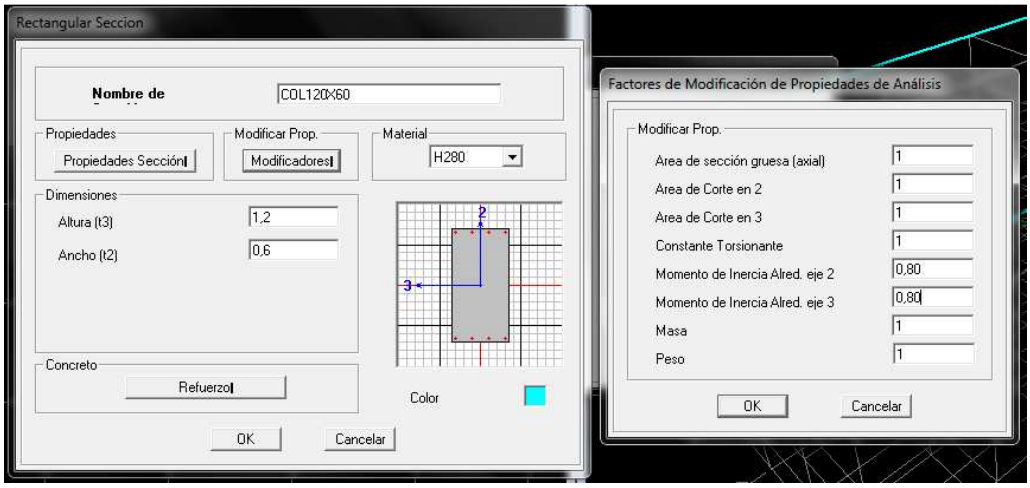


Fig. 3.25. Columna 120*60

Para el caso de vigas la inercia se reduce en un 50%

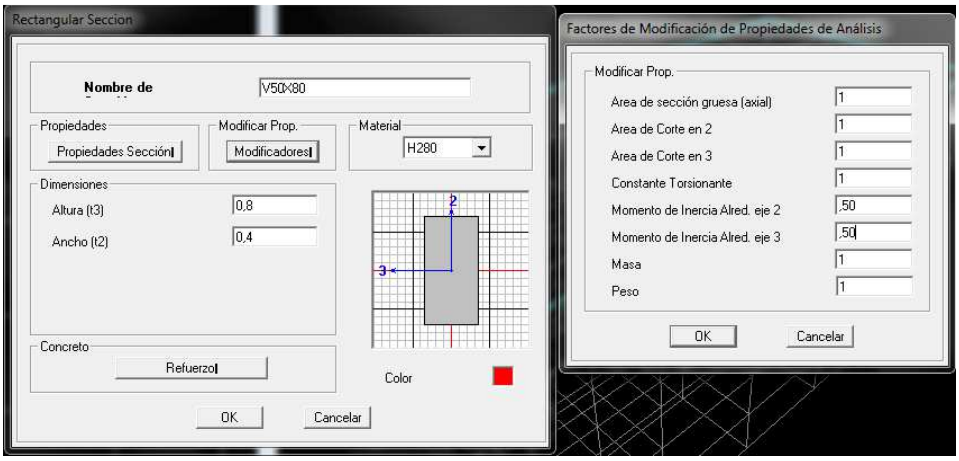


Fig. 3.26. Viga 50*80

Para el caso de los nervios tanto en la dirección *x*, como en *y*, las inercias agrietadas de definen de la misma forma que para una viga.

Para definir la losa, se lo realiza con *Definir secciones tipo muro/losa/deck*, considerando la utilización de casetones de 60x60 y asumiendo una altura de losa de 30cm.

Por lo tanto al definir la loseta en el Etabs, se considerará un espesor de 0.05m, y en el tipo de losa se utilizará "*membrana*", ya que ésta opción permite que la losa transmita la carga en todos sus bordes, y no solo en los nodos.

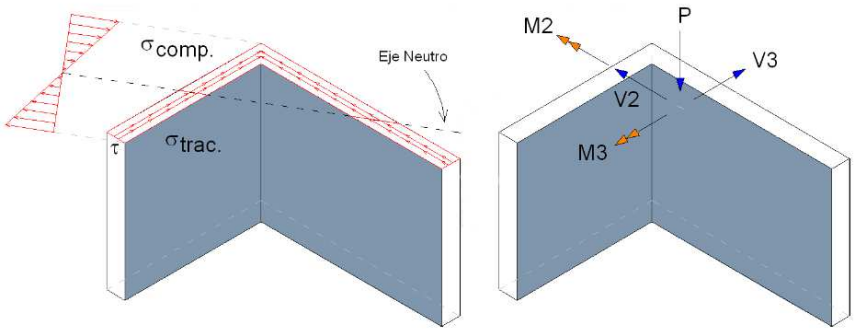
Fig. 3.27. Definir loseta

Para muros se utilizan los mismos comandos que para losas, sin embargo en la primera lista desplegable se selecciona "*Add New Wall*", se abre una nueva ventana donde podemos definir el nombre del muro, el material, el espesor y el tipo.

Fig. 3.28. Definir muro

Debido a la gravedad y el sismo, en el interior de los muros se generan esfuerzos normales y de corte. Por esta razón es necesario integrar estos esfuerzos para determinar las fuerzas internas en las secciones del elemento (fuerza axial, fuerzas cortantes, momento torsor y momentos flectores). El programa ETABS permite tratar a las porciones de muros (bidimensionales), como si se tratasen de elementos tipo barra (unidimensionales), integrando los esfuerzos para reportar las fuerzas internas en cada sección transversal. Por lo mencionado, los elementos de superficie se pueden etiquetar bajo dos opciones: pier o spandrel

Un **muro pier**, permite obtener las fuerzas internas en secciones horizontales de muros formados por objetos de área verticales (tipo muro), o por una combinación de objetos de área y de línea verticales.



(a) **(b)**

Fig. 3.29. Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas en el muro pier
(a) Distribución de esfuerzos en la sección horizontal superior de un muro en forma de L.
(b) Fuerzas Internas en la sección horizontal superior de un muro pier tridimensional.

En la figura 3.29.a se muestran los esfuerzos normales y de corte presentes en la sección horizontal superior de un muro en forma de L. Las Fuerzas internas en la sección horizontal superior, que se muestran en la figura 3.29.b, son obtenidas al integrar los esfuerzos en dicha sección.

En conclusión, mediante la opción pier, el programa entrega los esfuerzos del elemento integrando las tensiones en un plano horizontal (diagramas de esfuerzo típico de un muro).

Al asignar una etiqueta de pier a un elemento shell, el programa Etabs entrega las fuerzas (axial, corte y momento) como muro, en sus secciones superior e inferior.

Finalmente, se debe usar la misma etiqueta para todos los elementos de superficie que conforman un único muro físico. Todos los muros dentro de un nivel deben tener su propia identificación, distinta para cada uno de ellos. Se podrá repetir la identificación en un nivel distinto.

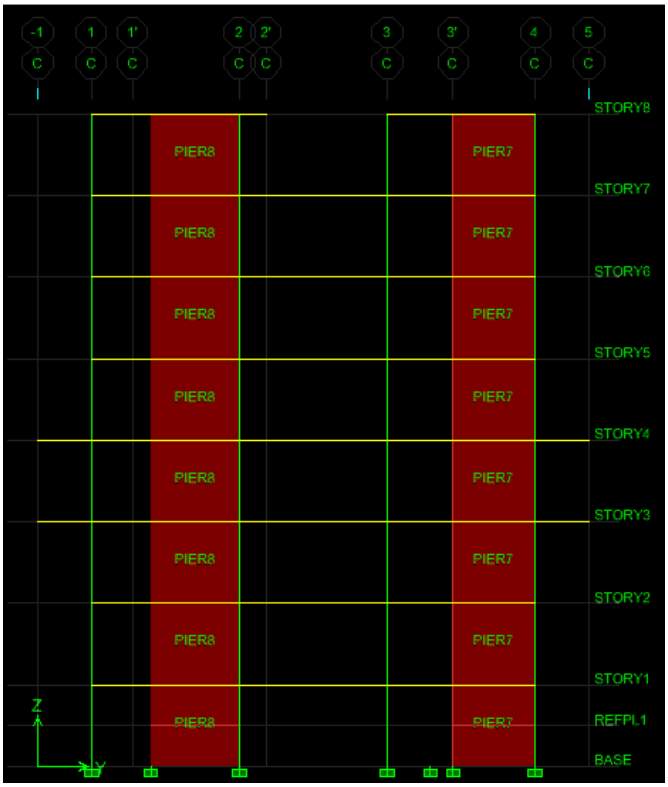
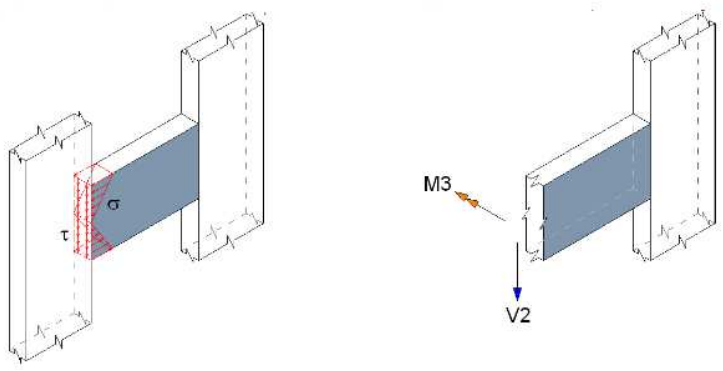


Fig. 3.30. Asociación de muros pier a niveles de piso

Con esta asignación se logra identificar a las porciones verticales de un muro, el programa maneja cada nivel como un solo elemento individual dividido por niveles.

Un **muro spandrel**, puede estar formado por objetos de áreas verticales (elementos de cáscara tipo muro) o por una combinación de objetos de área y de líneas horizontales. En la figura 3.31.a, se muestran los esfuerzos normales y cortantes presentes en la sección vertical extrema de una viga de acoplamiento. Las Fuerzas internas en la sección vertical extrema se muestran en la figura 3.31.b, que se obtienen al integrar los esfuerzos en la sección.

Al etiquetar un elemento de superficie como el spandrel, el programa entrega los esfuerzos del elemento integrando las tensiones en un plano vertical (diagramas de esfuerzos típicos de una viga).



(a) **(b)**

(b) Fig. 3.31. Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas en el muro pier.

(a) Distribución de esfuerzos en la sección vertical de una viga de acoplamiento

(b) Fuerzas Internas en la sección vertical de una viga de acoplamiento

Cada elemento dentro de un muro spandrel está asociado al nivel de piso más alto que este elemento interseca o toca. Si no intersecará ningún nivel, éste pertenecerá al nivel de piso inmediato superior. La figura 3.32 muestra la asociación a niveles de piso de los muros spandrel.

A diferencia de los muros pier, un muro spandrel puede contener objetos de área de dos niveles de pisos adyacentes.

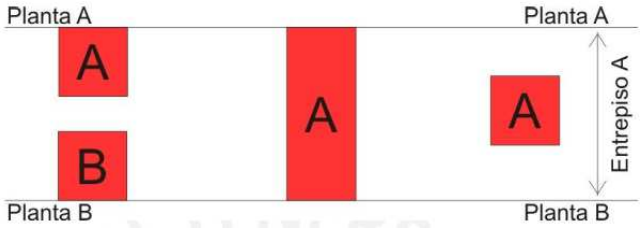


Fig. 3.32. Asociación de muros spandrel a niveles de piso

3.5.5. ANÁLISIS ESTÁTICO

Como se dijo en la sección 3 de este capítulo, en el análisis estático elástico, las cargas que no varían en el tiempo y la estructura no excede el rango elástico.

Las cargas estáticas pueden tener un origen gravitatorio, de viento, de nieve, etc. Existen procedimientos para el análisis sísmico de edificios en los que las solicitaciones sísmicas se pueden representar por medio de un conjunto de cargas estáticas.

El programa ETABS, organiza el Análisis Estático en casos de carga estática, cada uno de los cuales contiene un conjunto de cargas de origen semejante y que actúan simultáneamente en los objetos del modelo.

3.5.5.1. CASOS DE CARGA ESTÁTICA

En lo referente a las cargas, se va a diferenciar la carga viva (CV), la carga muerta (CM) que representa el peso de las estructuras definidas en el modelo, por ejemplo columnas, vigas, losa, nervios, etc.

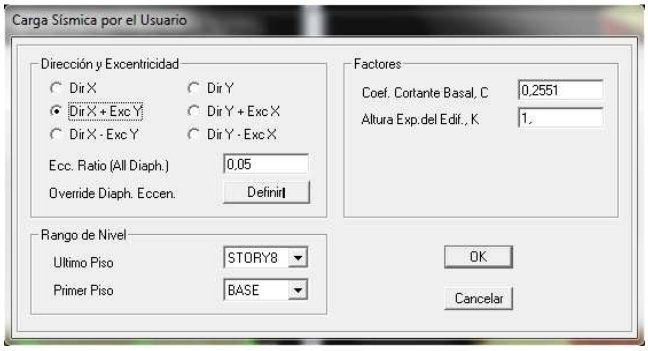


Fig. 3.34. Carga sísmicas definidas por el usuario

Es importante definir también la carga muerta adicional (CMA), cuyos datos se observa detalladamente en la sección 3.5.3.2.

El primer paso es definir los estados de carga.

Cabe recalcar que la casilla de "*Peso Propio Multiplicador",* indica en cual estado de cargo se incluirán los pesos propios de los elementos asignados y en qué proporción.

La casilla de *"Automático Carga Lateral"*, Solo se activa si es un tipo de carga horizontal en nuestro caso SX y SY.

Con el Botón de *Modiificar Carga Lateral* podemos definir el coeficiente de carga basal y además modificar la dirección y excentricidad del sismo, tal como indica la figura 3.34 para el caso del sismo en x (SX).

En cálculo del coeficiente basal se realizó en base a la normativa ecuatoriana NEC11.

De acuerdo al modelamiento de la estructura, la carga muerta adicional se cargará en el área de la loseta modelada como "*membrana*", de esta forma distribuye la carga a las viguetas que transfieres la carga a las vigas y éstas a las columnas.

La forma de asignar las cargas uniformes en objetos de áreas, es igual como se realiza en el programa Sap 2000.

Fig. 3.35. Cargas uniformes de superficie

3.5.6. ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico, los desplazamientos de la estructura varían con el tiempo, generando velocidades y las aceleraciones que también varían con el tiempo. Los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la

estructura, generan respectivamente fuerzas restitutivas, fuerzas de amortiguamiento y fuerzas de inercia variables en el tiempo.

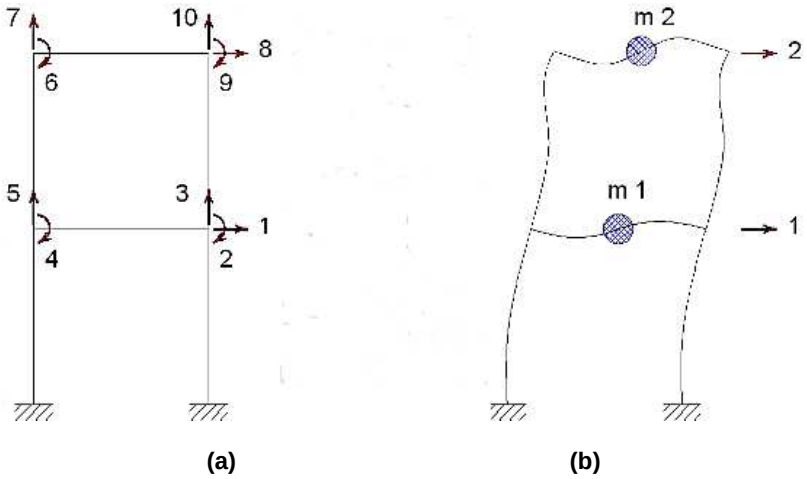


Fig. 3.36. Grados de libertad estáticos y dinámicos de un pórtico de 2 pisos
(a) Grados de libertad estáticos
(b) Grados de libertad dinámicos

Desde el punto de vista dinámico, sólo interesan los grados de libertad (GDL) en los que se generan fuerzas de inercia significativa. La figura 3.36.a, representa una vista en elevación de un edificio con un diafragma rígido en cada uno de sus dos pisos y por tanto con 10 GDL estáticos.

Cuando el edificio recibe un movimiento en su base, éste oscila lateralmente y las masas m1 y m2 de cada nivel se aceleran, produciendo dos fuerzas de inercia horizontales importantes. Por tanto el edificio sólo tiene dos grados de libertad dinámicos que son los desplazamientos 1 y 2, mostrados en la figura 3.36.b.

En la figura 3.37 el diafragma en cada piso posee 3 GDL dinámicos, que son los desplazamientos horizontales *u* y *v*, en la dirección *X* e *Y* respectivamente, y el giro θ alrededor del eje vertical Z.

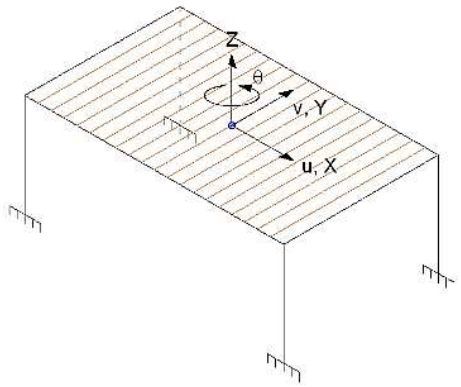


Fig. 3.37. Grados de libertad dinámicos en un edificio de un piso

El programa ETABS realiza tres tipos de análisis dinámicos elásticos que son: el Análisis de Modos y Frecuencias, el Análisis Tiempo – Historia y el Análisis de Respuesta Espectral.

Para el Análisis Tiempo – Historia y para el Análisis de Respuesta Espectral, es necesario especificar una función que represente las solicitaciones sísmicas.

3.5.6.1. DEFINIR EL ESPECTRO DE ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad *Sa*, para el nivel del sismo de diseño, como se representa en la figura 3.38.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad para\, 0 \le T \le Tc \qquad \text{(Ec.3.16.)}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad para\ T > Tc \qquad \text{(Ec.3.17.)}$$

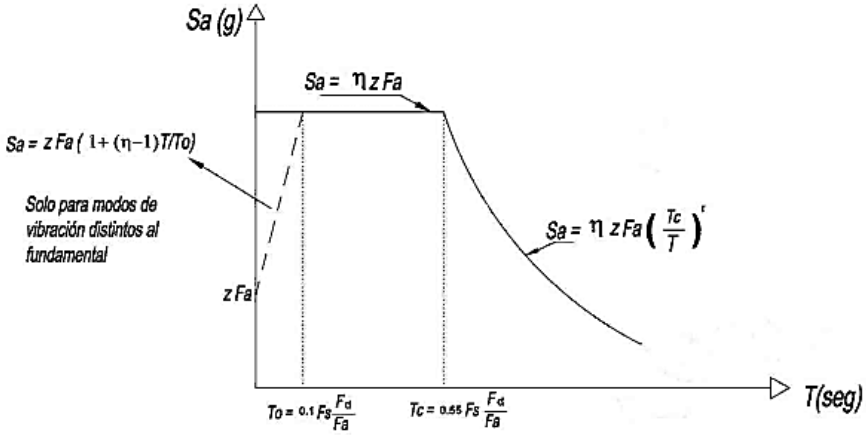


Fig. 3.38. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

En base a estas fórmulas se construye el espectro de diseño elástico

n = 2,48 *(Región Sierra)*

A_0 = 0,40 *(Zona 5)*

I = 1,30 *(importancia 3)*

r = 1,00 (suelo tipo B)

Fa = 1,20

Fd = 1,30

Fs = 1,30

R = 6,00

fp = 0,90

fe = 0,90

ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO		
T	Ad*g	Ad
0.00	3.12	0.32
0.10	3.12	0.32
0.20	3.12	0.32
0.30	3.12	0.32
0.40	3.12	0.32
0.50	3.12	0.32
0.60	3.12	0.32
0.70	3.12	0.32
0.80	3.02	0.31
0.90	2.69	0.27
1.00	2.42	0.25
1.10	2.20	0.22
1.20	2.02	0.21
1.30	1.86	0.19
1.40	1.73	0.18
1.50	1.61	0.16
1.60	1.51	0.15
1.70	1.42	0.15
1.80	1.34	0.14
1.90	1.27	0.13
2.00	1.21	0.12
2.40	1.01	0.10
2.80	0.86	0.09
3.20	0.76	0.08
3.60	0.67	0.07
4.00	0.60	0.06
4.40	0.55	0.06
4.80	0.50	0.05
5.20	0.47	0.05
5.60	0.43	0.04
6.00	0.40	0.04
6.40	0.38	0.04
6.80	0.36	0.04
7.20	0.34	0.03
7.60	0.32	0.03
8.00	0.30	0.03
8.40	0.29	0.03
8.80	0.27	0.03
9.20	0.26	0.03
9.60	0.25	0.03
10.00	0.24	0.02

Fig. 3.39. Espectro Inelástico de Diseño

En el Programa Etabs basta agregar un solo espectro que sirve para todas las direcciones de análisis.

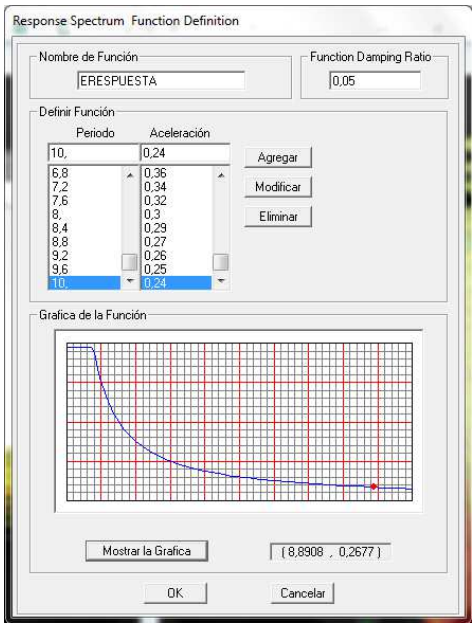


Fig. 3.40. Espectro de respuesta NEC11

Una vez definido el espectro se debe asignar los casos de carga dinámica de la siguiente forma:

Fig. 3.41. Casos de espectros de respuesta SX

Para un sistema global cartesiano, U1, U2 y U3, coinciden con las direcciones X, Y, Z respectivamente. Para cada una de éstas direcciones se puede aplicar un espectro (excitación en la base), con un cierto ángulo respecto de ella, y a su vez se puede modificar el espectro de respuesta elástica en la casilla "*Factor de Escala"*, el amortiguamiento que para el hormigón en el rango lineal es casi el 5%.

En el método de superposición modal, se hallan las respuestas en cada modo de vibración, y para encontrar la respuesta resultante se debe aplicar un criterio de combinación modal, se utiliza el criterio "*combinación cuadrática completa*", ya que da muy buenos resultados aún si los modos tienen períodos muy cercanos.

Es importante señalar también, que debido que al ingresar el espectro de diseño se tomó el valor de *Ad*g*, el factor de escala toma el valor 1, por otro lado si no se tomó en cuenta *g*, el factor de escala tomaría el valor de 9,81.

La fuente de masas se crea con la finalidad de establecer las cargas que participan en el sismo, para así determinar el porcentaje de excitación de las masas al evaluar los modos de vibración de la edificación.

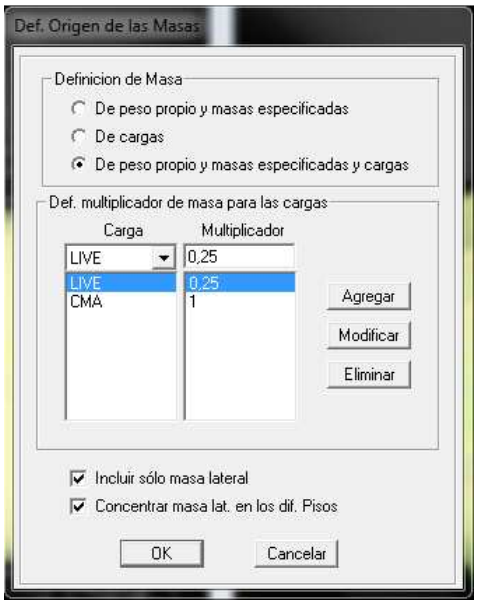


Fig. 3.42. Fuente de masas

3.5.7. ANÁLISIS DEL MODELO

Una vez modelado el edificio considerando lo descrito anteriormente, para el análisis del modelo se consideran tres fases:

3.5.7.1. OPCIONES DE ANÁLISIS

Mediante esta opción podemos ingresar al programa aspectos relacionados con la dirección del análisis, los parámetros de análisis dinámico y la inclusión del efecto P-Δ. En lo relacionado al análisis dinámico, se considera un análisis mediante Vectores característicos, en las tres direcciones globales, considerando 21 modos de vibración, valor obtenido del producto del número de niveles por tres modos de vibración.

Fig. 3.43. Parámetros de Análisis Dinámico

3.5.7.2. VERIFICACIÓN GEOMÉTRICA DEL MODELO

El programa Etabs tiene la opción de verificar geométricamente la estructura bajo los aspectos de miembros solapados e intersección entre elementos.

Finalmente chequeada la geometría de los elementos y si no presentan ningún mensaje de alerta, se corre el análisis del modelo matemático.

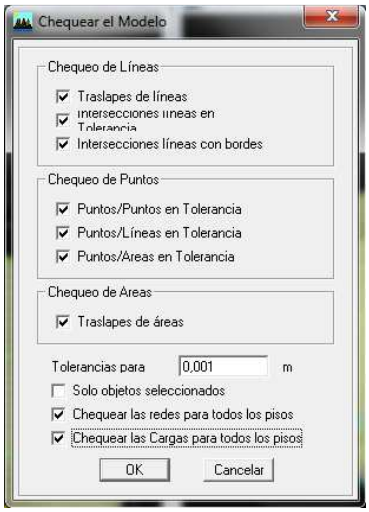


Fig. 3.44. Chequeo del modelo

AL realizar un modelo matemático, se pretende que se asemeje a la realidad en lo posible, con esta premisa a continuación se describe la forma de modelaje que se utilizó:

- ✓ Se modeló con tres grados de libertad por planta
- ✓ Se consideró las inercias reducidas tanto para vigas como para columnas.
- ✓ Se modeló con el espectro inelástico, nos da las máximas respuestas a la que puede ser sometida una estructura dependiendo del periodo de la misma
- ✓ Se modeló con un esfuerzo de compresión del hormigón de 280 kg/cm^2, y un esfuerzo de fluencias de 4200 kg/cm^2
- ✓ Se lo modeló con un módulo de elasticidad de 12000sqr(f'c).

3.5.7.3. DERIVAS DE PISO

Se entiende por deriva al desplazamiento horizontal relativo, es decir al desplazamiento del piso *i* menos el desplazamiento del piso inmediato inferior (*i-1*) en la misma línea de acción.

Ahora, la deriva de piso es la relación entre la deriva *i*, y la altura de entre piso.

$$Derivadade\ piso = \frac{\Delta_i}{H_i} \qquad \text{(Ec.3.18.)}$$

A esta deriva Etabs le conoce como “drift”, y representa los desplazamientos laterales en base de las solicitaciones sísmicas reducidas, en el siguiente cuadro de datos se resume las máximas derivas de piso obtenidas del programa Etabs (*Story Drifts*).

DERIVAS DE PISO					
Story	Load	DriftX	DriftY	x	y
STORY8	SX2	0,0035		0,0182	
STORY8	SY1		0,0028		0,0146
STORY8	SX	0,0038		0,0198	
STORY8	SY		0,0029		0,0155
STORY7	SX1	0,0036		0,0191	
STORY7	SY1		0,0032		0,0166
STORY7	SX	0,0037		0,0194	
STORY7	SY		0,0032		0,0166
STORY6	SX1	0,0037		0,0192	
STORY6	SY1		0,0033		0,0171
STORY6	SX	0,0037		0,0195	
STORY6	SY		0,0032		0,0170
STORY5	SX1	0,0036		0,0190	
STORY5	SY1		0,0033		0,0171
STORY5	SX	0,0037		0,0192	
STORY5	SY		0,0032		0,0169
STORY4	SX1	0,0034		0,0178	
STORY4	SY1		0,0031		0,0162
STORY4	SX	0,0034		0,0178	
STORY4	SY		0,0030		0,0159
STORY3	SX1	0,0029		0,0153	
STORY3	SY1		0,0027		0,0141
STORY3	SX	0,0029		0,0152	
STORY3	SY		0,0026		0,0137
STORY2	SX2	0,0021		0,0111	
STORY2	SY1		0,0020		0,0103
STORY2	SX	0,0021		0,0109	
STORY2	SY		0,0019		0,0099
STORY1	SX2	0,0009		0,0048	
STORY1	SY1		0,0009		0,0050
STORY1	SX	0,0009		0,0046	
STORY1	SY		0,0010		0,0051

TABLA. 3.8. Derivas de piso obtenidas del Etabs

Según la NEC11 los valores Drift se deben multiplicar por 0,75 R, para obtener el desplazamiento inelástico real, podemos ver en la tabla 3.8 que todas las derivas de piso están dentro de lo que estipula el NEC11 que recomienda desplazamientos < 2%.

3.5.7.4. PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN

Al igual que el anterior análisis, los modos de vibración tienen un factor muy importante en el análisis de cualquier estructura, ya que representan la forma como tiende a desplazarse la estructura durante un movimiento libre. Como podemos ver en la tabla 3.9 los modos de vibrar se comportan de una manera adecuada.

PERIODOS U PARTICIPACIÓN MODAL				
Mode	**Periodo**	**UX**	**UY**	**RZ**
1	0,7758	67,3696	0,0089	0,0001
2	0,7035	0,0089	67,7754	0,1441
3	0,5600	0,0003	0,1489	67,5806
4	0,1744	17,9659	0,0000	0,0001
5	0,1599	0,0000	18,7067	0,0043
6	0,1259	0,0160	0,0038	14,0801
7	0,1057	2,6244	0,0004	2,6481
8	0,1042	1,2621	0,0000	3,7620
9	0,0686	0,0052	6,6582	0,0002
10	0,0642	5,7469	0,0059	0,0021
11	0,0515	0,0022	0,0005	5,5936
12	0,0451	0,0001	0,0003	0,7034

TABLA. 3.9. Modos y períodos de participación modal

De los datos de la tabla 3.58 se obtiene que el primer modo tiene un período de 0,776 segundos con una ocurrencia modal en sentido X, lo que implicaría que durante el primer modo de vibración de la estructura debido al análisis dinámico la estructura sufriría traslación en sentido X.

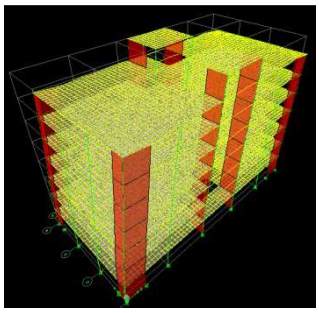


Fig. 3.45. Modo 1

El segundo modo también representa traslación pero paralelo al eje Y con un período de 0,613 segundos

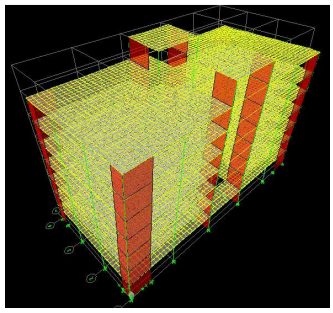


Fig. 3.46. Modo 2

El tercer modo se caracteriza por ser torsional con un período de 0,594 segundos.

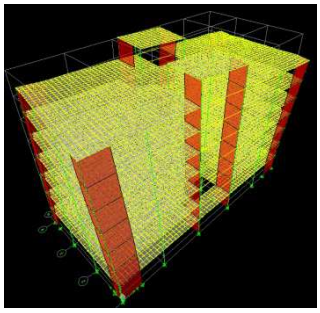


Fig. 3.47. Modo 3

3.5.7.5. CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS Y COLUMNAS

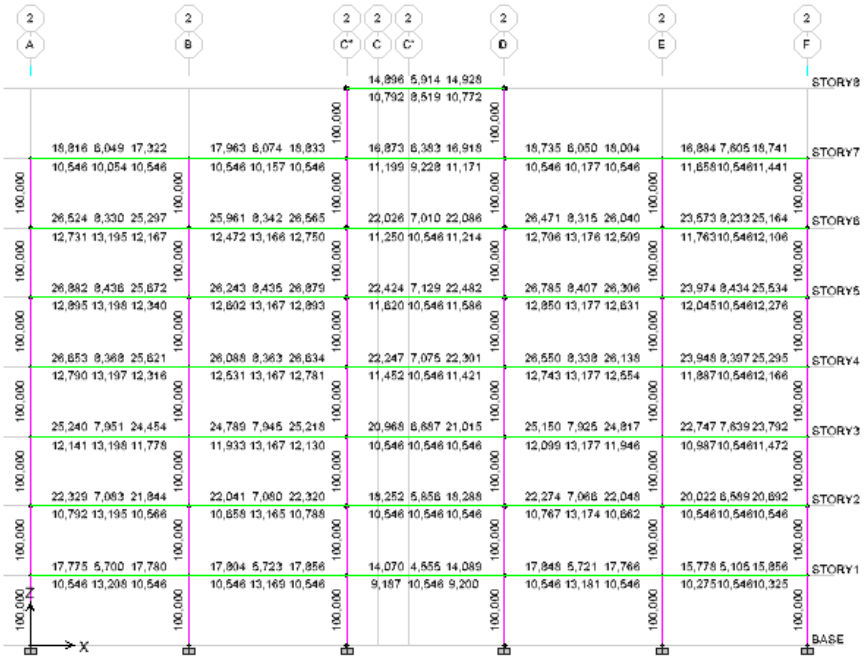


Fig. 3.48. Cantidad de acero de refuerzo en cm^2, correspondientes al pórtico 2

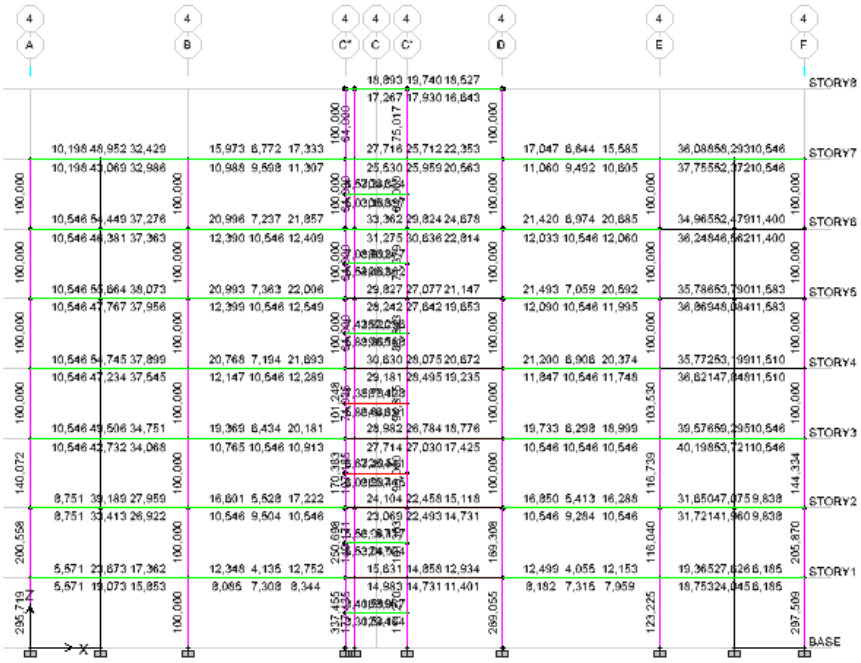


Fig. 3.49. Cantidad de acero de refuerzo en cm^2, correspondientes al pórtico 4

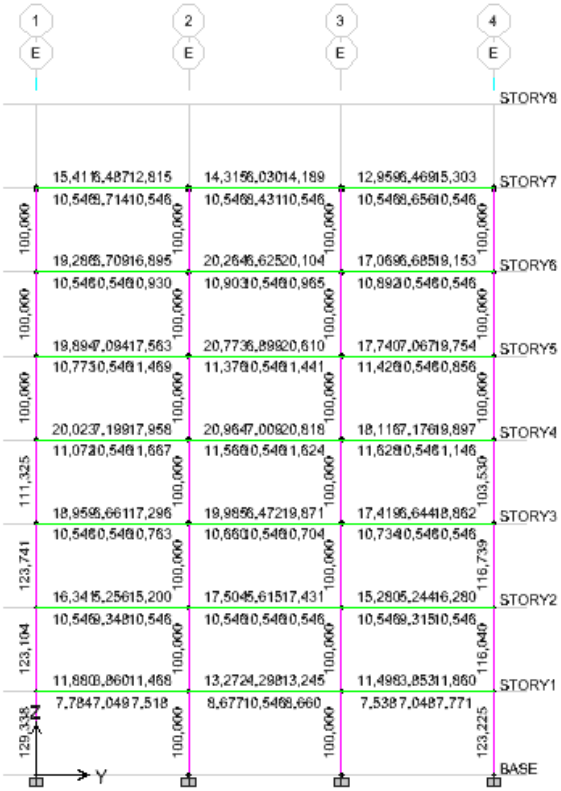


Fig. 3.50. Cantidad de acero de refuerzo en cm^2, correspondientes al pórtico E

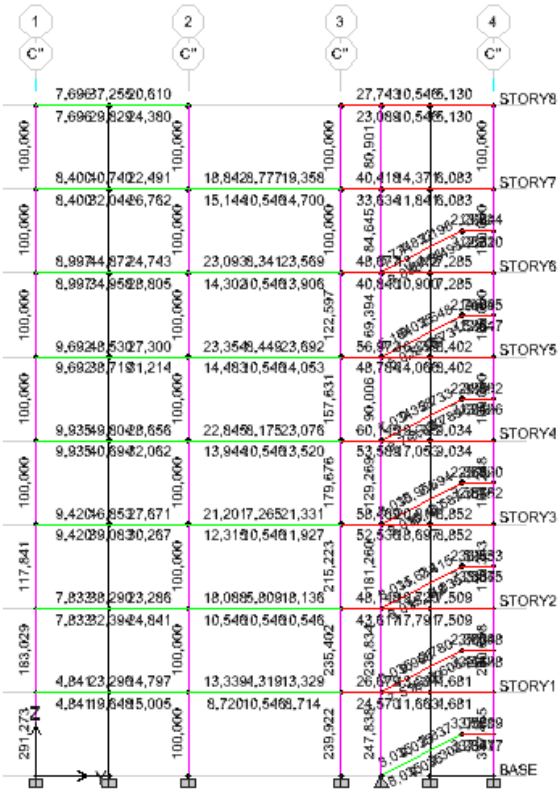


Fig. 3.51. Cantidad de acero de refuerzo en cm^2, correspondientes al pórtico C''

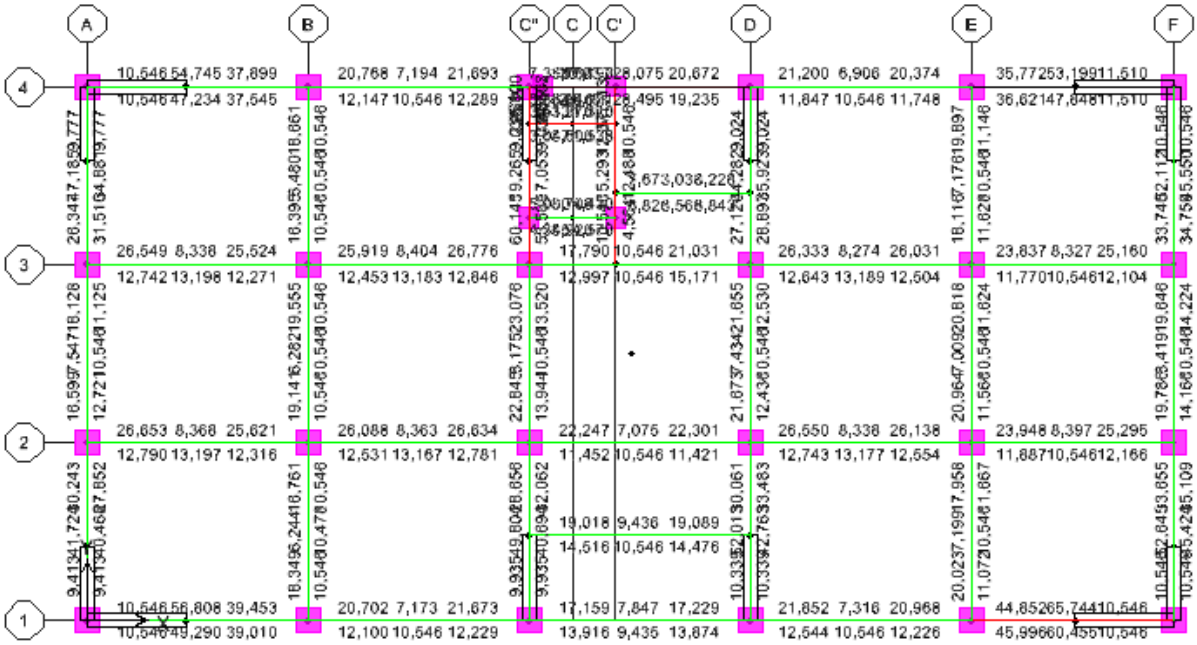


Fig. 3.52. Cantidad de acero de refuerzo en cm^2, correspondientes al piso 4

La tabla 3.10.a muestra las secciones de los elementos estructurales por piso y sus respectivas armaduras longitudinales y armaduras al corte.

ACERO DE REFUERZO – COLUMNAS TIPO				
PISO	**DIMENSIONES**	**ÁREA**	**ARMADURA LONGITUDINAL**	**ARMADURA AL CORTE**
	cm	**cm²**		
1	100X60	128,67	16 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
2	100X60	128,67	16 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
3	100X60	128,67	16 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
4	100X60	128,67	16 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
5	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
6	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
7	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20
	100X60	98,51	16 Ø 28	Ø10 @ ,10 y ,20

TABLA. 3.10.a. Cuantías de las columnas tipo de la estructura convencional

En la figura 3.10.b se resume el acero de refuerzo de las vigas por piso, especificando la armadura superior, inferior y la armadura la corte.

ACERO DE REFUERZO – VIGAS TIPO						
PISO	**DIMENSION**	ARMADURA SUPERIOR	ARMADURA INFERIOR	ARMADURA SUPERIOR	ARMADURA INFERIOR	ARMADURA AL CORTE
	cm	**cm²**	**cm²**			
1	50X75	17,87	13,21	6 Ø 22	7 Ø 22	Ø10 @ ,10 y ,20
2	50X75	22,35	13,19	8 Ø 25	8 Ø 25	Ø10 @ ,10 y ,20
3	50X75	25,26	13,19	6 Ø 32	8 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
4	50X75	26,68	13,19	6 Ø 32	8 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
5	50X75	26,91	13,2	10 Ø 25	8 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
6	50X75	26,56	13,2	10 Ø 25	8 Ø 32	Ø10 @ ,10 y ,20
7	50X75	18,85	10,54	10 Ø 25	7 Ø 25	Ø10 @ ,10 y ,20

TABLA. 3.10.b. Cuantías de las vigas de la estructura convencional

CAPITULO IV

4. AISLAMIENTO BASAL

4.1. ANTECEDENTES GENERALES

Sabemos que el aislamiento basal consiste en separar la estructura de la tierra para evitar los daños símicos, este es un principio simple, sin embargo, una edificación necesariamente debe estar asentada sobre la tierra para soportar la gravedad, el problema es cómo poder aislar el edificio y que al mismo tiempo pueda resistir la gravedad.

Todo el mundo debe someterse a los terremotos es por eso que la sociedad espera que los ingenieros estructurales diseñen edificios para que puedan resistir los efectos antes mencionados.

El terremoto provoca fuerzas inerciales proporcionales al producto de la masa del edificio y las aceleraciones sísmicas, de modo que así como los aumentos de las aceleraciones de la tierra, la resistencia del edificio y la capacidad, se debe aumentar para evitar daños.

Así la mayoría de los códigos permiten a los ingenieros utilizar la ductilidad que permite a los elementos estructurales deformarse más allá de su límite de elasticidad de una manera controlada.

La filosofía del diseño sismorresistente convencional, consiente daños en la estructura para conseguir el objetivo de ductilidad deseado, entonces el nivel de seguridad ante el colapso se ampara en factores que de cierta manera reflejan incertidumbre.

El aislamiento de base adopta el enfoque contrario, al tratar de reducir la demanda en lugar de aumentar la capacidad. No podemos controlar el propio terremoto, pero podemos modificar la demanda que hace a la estructura mediante la prevención de los movimientos que se transmiten desde la base hacia la superestructura.

El concepto de aislamiento basal es desacoplar el edificio de los movimientos del suelo, ubicando elementos de rigidez horizontal baja y

rigidez vertical alta entre los cimientos y la estructura; siendo los objetivos de un diseño de estas características el lograr que la estructura trabaje en el rango elástico, ganando flexibilidad horizontal, rigidez vertical alta, amortiguamiento, disipación de energía y resistencia para cargas de servicio.

De este modo, se logrará alargar el período fundamental de vibración disminuyendo las cargas sísmicas, evitando la amplificación vertical o balanceo, soportando las deformaciones de corte, reduciendo las demandas de deformaciones en la estructura causante del daño principal, al igual que las vibraciones molestas en el caso de servicio; siendo efectivo durante el sismo máximo posible y después del mismo para soportar las posibles réplicas; siempre considerando la resistencia a las distintas condiciones ambientales y climáticas en un período de vida útil de por lo menos el mismo que el de la estructura.

Por lo tanto, la razón principal para utilizar el aislamiento es mitigar los efectos del terremoto, naturalmente, hay un costo asociado con el aislamiento, por lo que sólo tiene sentido utilizarlo cuando los beneficios superen este coste.

Y, por supuesto, la relación costo-beneficio debe ser más atractiva que la disponible de alternativas para proporcionar resistencia a los terremotos.

Los aisladores de base son una excelente alternativa para tener estructuras sismorresistentes, de ahí el gran desarrollo que ha experimentado a nivel mundial dispositivos de control en edificios, en puentes, en la industria petrolera, en la preservación de monumentos históricos, entre otros.

Sin embargo esta tecnología no ha podido despuntar en América Latina, lo cual se le puede atribuir a la falta de conocimiento en la materia, así como en la investigación para reducir los costos y la relación costo-beneficio que guardan, entre otros factores.

Es por esto que en este proyecto de tesis se erige como un ejercicio analítico y como una experiencia de estudio a partir de la aplicación del aislamiento sísmico de manera hipotética en un grupo de edificios diseñados previamente, basándose en Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC11.

Por este motivo, es fundamental que en el Ecuador se instituya el análisis sísmico de edificios con estos dispositivos, y mediante métodos sencillos de análisis para que los proyectistas estructurales se animen a utilizarlos.

Resumiendo se podría decir que las cuatro funciones fundamentales de un sistema de aislamiento sísmico son:

1. La transmisión de cargas verticales, lo que implica que el sistema de aislación actúa como un cojinete convencional del sistema, para la transferencias de cargas verticales previstas de la superestructura a la subestructura

2. Estimación de los desplazamientos en el plano horizontal debido al desacoplamiento entre base y la superestructura, por lo que se reducen las fuerzas de transmisión o la cantidad de energía mecánica, que es esencialmente lo mismo. El desacoplamiento permite flexibilidad horizontal de la estructura.

3. Disipación de cantidades sustanciales de energía bajo límites de desplazamiento de la masa estructural aislada, y proporciona un mejor control estructural con mayor seguridad para la estructura.

4. La capacidad de auto-centrado, es el retorno de la estructura para la posición anterior a una ubicación neutral, no es referente para limitar los desplazamientos residuales al final de un ataque sísmico, sino que más bien evitar desplazamientos acumulativos durante el evento sísmico. Esta capacidad auto-centrante asume particular importancia en las estructuras situadas en las proximidades de un fallo, donde los terremotos se caracterizan por acelerogramas altamente asimétricos.

4.2. ALTERNATIVAS DE AISLACIÓN BASAL

Las ventajas de un sistema de aislación basal son: confiabilidad y competitividad económica, considerando que éste sistema debe soportar a una estructura mientras le dota de flexibilidad horizontal y disipación de energía.

El criterio de selección de los aisladores a utilizar, se basa en tres aspectos principales.

a) Utilizar los aisladores comúnmente instalados en edificio a nivel mundial, con sus respectivos parámetros de funcionamiento.

b) Existencia de la mayor cantidad de estudios y el respaldo teórico que permitan contrastar los resultados obtenidos.

c) Complementar el estudio realizado sobre aisladores sísmicos, en la tesis “Análisis Sísmico de un Edificio (Análisis Comparativo de Comportamiento y de Costos con un Edificio Tradicional)”.

Actualmente existe una gran variedad de sistemas de aislamiento, sin embargo para los fines pertinentes se hará referencia específicamente a dos tipos de aisladores que son: apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (HDR y LPR) y péndulo deslizante de fricción (FPS).

Considerando que los dispositivos elastoméricos poseen baja rigidez y varían el periodo fundamental de la estructura evitando así la resonancia debido a las excitaciones sísmicas; por otro lado, los sistemas deslizantes se basan en el concepto de deslizamiento friccionante.

4.3. DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO BASAL

Para realizar el diseño de los sistemas de aislación seleccionados, se toma como referencia el capítulo 16 de la norma UBC-97, el cual está escrito de tal forma que cualquiera sistema de aislamiento que cumpla con los requerimientos de desplazamiento puede ser considerado como aceptable.

Es importante considerar que la filosofía del código no es la de reducir los costos si no controlar el daño de la estructura durante un sismo.

A continuación se presentan los datos de entrada de los aisladores y los datos preliminares del proyecto que sirve para todos los casos de combinaciones, con lo cual se puede desarrollar independientemente cada caso.

DATOS DE ENTRADA		VALOR	UNIDADES
Número de aisladores que utilizará el sistema	N	24	aisladores
Peso total de la estructura (D+0,25L)	W	6544	Ton
Período objetivo deseado	T_D	2	segundos
Carga máxima bajo la cual actua el aislador	Pmax	452	Ton
Carga mínima baja la cual actua el aislador	Pmin	232	Ton

TABLA. 4.1. Datos de entrada para el diseño de los aisladores

Los datos de la tabla 4.1 se obtuvieron de los del pre-diseño, realizado en el Capítulo III. Las reacciones estáticas de base consideran el peso propio del edifico con el 25% de la carga viva, para efectos de un buen comportamiento en servicio que contemple la activación correspondiente del sistema de aislamiento, también se considera una situación dinámica máxima en la que intervienen más cargas y por eso se toma el 50% de la carga viva, para efectos de comportamiento de la capacidad última de los aisladores que se utilicen.

DATOS PRELIMINARES		
ZONA SÍSMICA	Z	0,4
CATEGORÍA DEL SUELO DE EMPLAZAMIENTO		SD
TIPO DE FUENTE SÍSMICA		A
FACTOR DE CERCANÍA A LA FUENTE	Na	1
	Nv	1
COEF. DE MÁXIMA CAPACIDAD DE RESPUESTA SÍSMICA	MM	1,25
COEFICIENTE SÍSMICO	CAM	0,55
	CVM	0,8
FACTOR DE REDUCCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	RI	2

TABLA. 4.2. Datos preliminares

En la tabla 4.2, se resumen los coeficientes sísmicos y el factor de reducción del sistema estructural que proporciona el código UBC-97.

4.3.1. DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Con los datos anteriores se procede a calcular un aislador tipo HDR, para lo cual se establece los siguientes datos particulares.

PROPIEDADES DE INICIO PARA EL DISEÑO DE AISLADORES HDR

PROPIEDADES	UNIDADES	AISLADOR
MODULO DE RIGIDEZ A CORTANTE	Mpa	0,8
AMORTIGUAMIENTO	%	10
MÁXIMA DEFORMACIÓN LATERAL A CORTANTE		1,5
CARGA PESO PROPIO MAS 25% DE CARGA VIVA	Ton	452
MÓDULO DE ELASTICIDAD VOLUMÉTRICO	Mpa	2000
TIPO DE CONEXIÓN	Empernada	Empernada

TABLA. 4.3. Propiedades básicas de los aisladores HDR

1. Cálculo de la rigidez horizontal total del sistema de aislación, con las cargas de peso propio más 25% de la carga viva que es 452 T.

   Rigidez horizontal de cada aislador

$$k_H = m\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad \text{(Ec.4.1)}$$

$$k_H = \frac{452Ton}{9{,}81m/s^2}\left(\frac{2\pi}{2}\right)^2$$

$$k_H = 454{,}746\ Ton/m$$

   Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento, asumiendo β= 10%, por lo que $B_D = B_M = 1{,}37$.

Calculo de B_D o B_M

Amortiguamiento efectivo en %	B_D o B_M
≤ 2	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
30	2,17
40	2,38
≥ 50	3,02

TABLA. 4.4. Valore de BD o BM en función del amortiguamiento efectivo

2. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento, asumiendo un amortiguamiento efectivo del 10% como dato inicial

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)*C_{VD}*T_D}{B_D} \qquad \text{(Ec.4.2.)}$$

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)*0{,}64*2}{1{,}37}$$

$$D_D = 0{,}232m$$

3. Suma de las alturas de las capas del caucho

Considerando una deformación de corte directa máxima γ_S= 150%

$$tr = \frac{D_D}{\gamma_s} \qquad \text{(Ec.4.3.)}$$

$$tr = \frac{0{,}232}{1{,}50}$$

$$tr = 0{,}155m$$

Ahora con una deformación de corte máxima admisible γ_{max}= 250%

$$tr = \frac{D_D}{\gamma_{MAX}} \qquad \text{(Ec.4.4.)}$$

$$tr = \frac{0{,}232}{2{,}50}$$

$$tr = 0{,}093m$$

Podemos observar que en estos tipos de aisladores, la máxima deformación lateral a cortante de diseño nos da alturas de toda la suma de capas del caucho más pequeñas.

$$n = \frac{tr}{0{,}01} \qquad \text{(Ec.4.5.)}$$

$$n = \frac{0{,}155}{0{,}1}$$

$$n = 15{,}47$$

Asumiendo n= 28 capas, tr será 0,28m

4. Área que necesitaría el aislador

$$A = \frac{k_H * tr}{G_A} \qquad \text{(Ec.4.6.)}$$

$$A = \frac{454{,}746 Ton/m * 0{,}155 m}{80 Ton/cm^2}$$

$$A = 0{,}8811 m^2$$

5. Diámetro exterior del aislador imponiéndose un valor para al diámetro inicial Di=15cm

$$A = \pi\left(\frac{De^2}{4} - \frac{Di^2}{4}\right) \rightarrow De = \sqrt{\frac{4*A}{\pi} + Di^2} \qquad \text{(Ec.4.7.)}$$

$$De = \sqrt{\frac{4*0{,}8811}{\pi} + 0{,}15^2}$$

$$De = 1{,}07 m$$

En base a lo calculado se asume De = 1,10m, lo que nos daría un área A= 0,9327 m^2, sabiendo que esta acción compromete a modificar el período objetivo; claro que lo primero que se comprueba a continuación es que los esfuerzos a compresión sean menores que los admisibles, tomándose la carga máxima en la vida útil del aislador que se calcula con el 50% de la carga viva considerando efectos del sismo de diseño elástico.

$$\rho = \frac{CARGA_{MAX}}{A} \qquad \text{(Ec.4.8.)}$$

$$\rho = \frac{504{,}427 Ton}{0{,}9327 m^2}$$

$$\rho = 504{,}82 Ton/m^2$$

6. Cálculo de la rigidez horizontal de cada aislador

$$k_H = \frac{G * A}{tr}$$

$$k_H = \frac{80 Ton/m^2 * 0{,}9327 m^2}{0{,}28 m}$$

$$k_H = 266{,}486 Ton/m$$

Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$k_{H\ TOTAL} = N * k_H \qquad \text{(Ec.4.9.)}$$

$$k_{H\ TOTAL} = 24 * 266{,}486 Ton/m$$
$$k_{H\ TOTAL} = 6395{,}664 Ton/m$$

7. Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_H}} \qquad \text{(Ec.4.10.)}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{6544 Ton/9{,}81 m/s^2}{6395{,}664 Ton/m}}$$
$$T = 2{,}029\ segundos \approx T_D$$

8. Con lo que se cumple la hipótesis de período deseado de 2 segundos casi perfectamente.

$$\beta = \frac{n * \beta_{IMPUESTO} * k_H}{k_{H\ TOTAL}} = 10\% \qquad \text{(Ec.4.11.)}$$

9. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) * C_{VD} * T_D}{B_D} \qquad \text{(Ec.4.12.)}$$

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) * 0{,}64 * 2{,}029}{1{,}37}$$
$$D_D = 0{,}236 m$$

10. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma.

$$D_{TD\ norma} = 1.1 * D_D = 0{,}26 m \qquad \text{(Ec.4.13.)}$$

11. Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_S = \frac{D_{TD norma}}{Hr} \qquad \text{(Ec.4.14)}$$

$$\gamma_S = \frac{0,26}{0,155}$$
$$\gamma_S = 1,677$$

12. Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la interfaz de aislamiento y el cortante de base elástico del código

$$Vs = \frac{k_H * D_D}{R_I} \qquad \text{(Ec.4.15.)}$$

$$Vs = \frac{6395,664 Ton/m * 0,236}{2}$$
$$Vs = 754,688 Ton$$

$$Cs = \frac{Vs}{W} \qquad \text{(Ec.4.16.)}$$

$$Cs = \frac{754,688}{6544}$$
$$Cs = 11,53\%$$

13. Procedimiento para determinar los detalles de los aisladores

a) Cálculo del tamaño relativo de una lámina de goma, mediante el factor de forma S y considerando el espesor de la capa de goma t=0,01m. Este factor de forma debe dar valores mayores a 10 para asegurar que la rigidez vertical será la adecuada.

$$S = \frac{De - Di}{4 * tr} \qquad \text{(Ec.4.17.)}$$

$$S = \frac{1,10 - 0,15}{4 * 0,01}$$
$$S = 23,75 \qquad ok$$

b) Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero para un aislador, considerando el módulo de elasticidad volumétrico de k = 20000 kg/cm^2

$$Ec = \left(\frac{1}{6 * G * S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \qquad \text{(Ec.4.18.)}$$

$$Ec = \left(\frac{1}{6*80*23{,}75^2} + \frac{4}{3*200000} \right)^{-1}$$

$$Ec = 96524{,}064 Ton/m^2$$

c) Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$Kv = \frac{Ec*A}{Hr} \qquad \text{(Ec.4.19.)}$$

$$Kv = \frac{96524{,}064 Ton/m^2 * 0{,}9327 m^2}{0{,}28 m}$$

$$Kv = 321528{,}54 Ton/m$$

$$Kv_{TOTAL} = 24*32152{,}54 = 7716684{,}92 Ton/cm \qquad \text{(Ec.4.20)}$$

d) Verificación de la frecuencia natural vertical

El período vertical real es

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_V}} \qquad \text{(Ec.4.21.)}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{6544 Ton/9{,}81 m/s^2}{7716684{,}92 Ton/cm}}$$

$$T = 0{,}058 \ segundos$$

La frecuencia natural vertical es

$$fv = \frac{1}{T} \qquad \text{(Ec.4.22.)}$$

$$fv = \frac{1}{0{,}058}$$

$$fv = 17{,}12 Hz > 10 Hz \quad ok$$

e) Altura total del aislador (H), que corresponde a la sumatoria de las capas de goma, las placas de acero tiene un espesor de ts=3 mm según los datos comerciales.

$$h = 2*2{,}5 + tr + (n-1)ts \qquad \text{(Ec.4.23.)}$$

$$h = 2 * 0{,}025 + 0{,}3 + (28 - 1) * 0{,}003$$
$$h = 0{,}431m$$

Los discos de acero tendrán un recubrimiento de 5mm, de modo que el diámetro para cada aislador es

$$\phi_S = 1{,}10 - 0{,}01 = 1{,}09m \qquad \text{(Ec.4.24)}$$

14. Procedimiento para determinar el coeficiente de seguridad a pandeo

a) Cálculo de la inercia del disco de acero, y no de la sección transversal completa para estar al lado de la seguridad al momento de determinar la carga crítica.

$$I = \frac{\pi}{4}\left[\left(\frac{\phi_S}{2}\right)^4 - \left(\frac{Di}{2}\right)^4\right] \qquad \text{(Ec.4.25.)}$$

$$I = \frac{\pi}{4}\left[\left(\frac{1{,}09}{2}\right)^4 - \left(\frac{0{,}15}{2}\right)^4\right]$$
$$I = 0{,}069266\ m^4$$

Carga de pandeo de Euler de cada aislador es:

$$P_E = \frac{\pi^2 * Ec * I}{3 * tr^2} \qquad \text{(Ec.4.26.)}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 96524{,}064 * 0{,}069266}{3*',28^2}$$
$$P_E = 280555{,}08Ton$$

b) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

Área efectiva a cortante de un aislador

$$As = A + \frac{tr + disco}{tr} \qquad \text{(Ec.4.27.)}$$

$$As = 0{,}9327 * \frac{0{,}28 + (28 - 1) * 0{,}003}{0{,}28}$$
$$As = 1{,}20m^2$$

Rigidez a cortante de cada aislador

$$Ps = G * As \qquad \text{(Ec.4.28.)}$$

$$Ps = 80 Ton/m^2 * 1{,}20 m^2$$
$$Ps = 96{,}20 Ton$$

c) Cálculo de la carga crítica para cada tipo de aislador

Cuando se tiene que la carga de pandeo de Euler es muy superior a la rigidez a cortante por unidad de longitud, como es el caso, se puede aplicar la siguiente fórmula

$$P_{CRITICA} = \sqrt{P_E * Ps} \qquad \text{(Ec.4.29.)}$$

$$P_{CRITICA} = \sqrt{280555{,}08 * 96{,}20}$$
$$P_{CRITICA} = 5195{,}17 Ton$$

d) Cálculo del coeficiente de seguridad

$$SF = \frac{P_{CRITICA}}{P\max} \qquad \text{(Ec.4.30.)}$$

$$SF = \frac{5195{,}17 Ton}{504{,}427 Ton}$$
$$SF > 2 \quad ok$$

15. Procedimiento para determinar el desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento en el caso del sismo máximo esperado

La norma requiere recalcular el período y amortiguamiento en el máximo sismo, y con esto se sabe que llegaremos a desplazamientos mayores que el sismo de diseño

a) Normalmente los compuestos de los aisladores experimentan un incremento del 20% de deformación a cortante y un decremento de amortiguamiento de un 1%

G_A=80*1,20=96,0 Ton/m^2

β_A=0,10-0,01=0,09

b) Cálculo de la rigidez horizontal del sistema de aislamiento

$$k_H = \frac{G_A * A}{tr}$$

$$k_H = \frac{96 Ton/m^2 * 0{,}9327 m^2}{0{,}28 m}$$

$$k_H = 319{,}78\ Ton/m$$

Rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$k_{H\ TOTAL} = N * k_H$$

$$k_{H\ TOTAL} = 24 * 319{,}78$$

$$k_{H\ TOTAL} = 7674{,}7886 Ton/m$$

c) Determinación del coeficiente de amortiguamiento B_M

$$\beta_M = \frac{24 * \beta * k_H}{k_{H\ TOTAL}} = 9\%$$

d) Período efectivo en el máximo desplazamiento del sistema aislado

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_H}}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{6544 Ton/9{,}81 m/s^2}{7674{,}7886 Ton/m}}$$

$$T = 1{,}85\ segundos$$

e) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2) * C_{VM} * T_M}{B_M}$$

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2) * 0{,}8 * 1{,}85}{1{,}296}$$

$$D_M = 0{,}284 m$$

El valor de B_M se obtuvo de la interpolación de los datos de la tabla 4.4

f) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma

$$D_{TD\,norma} = 1.1 * D_D = 0{,}313m$$

16. Determinación del desplazamiento de rodamiento y verificación del volcamiento global

A pesar de que la conexión del sistema de aislamiento es empernada, se verifica el comportamiento de inestabilidad de rodamiento que está asociado con un desplazamiento máximo que si se sobrepasa el mismo de aislador rodaría

$$Dmáx = \frac{De}{1 + k_H * h / C\arg a_{\;D+0,3L}} \qquad \text{(Ec.4.31.)}$$

$$Dmáx = \frac{1{,}10m}{1 + 266{,}4744Ton/m * 0{,}411m/452Ton}$$

$$Dmáx = 0{,}89m$$

Se confirma que los desplazamientos anteriores son mucho menores que los cálculos y por tanto cumple la verificación.

RESUMEN DE RESULTADOS

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	AISLADOR
Numero de Aisladores del Sistema	u	24
Altura total	cm	41,1
Diámetro del caucho	cm	110
Atura del caucho	cm	28,0
Número de capas de caucho	u	28
Espesor de la capa de caucho	cm	1
Diámetro de los discos de acero	cm	109
Altura total de discos de acero	cm	8,1
Número de discos de acero	u	27
Espesor de los discos de acero	cm	0,3
Espesor de la placa de anclaje	cm	2,5
Longitud de la plana de anclaje	cm	120
Módulo de rigidez a corte	Ton/m²	80
Rigidez horizontal	Ton/m	266,4744
Rigidez vertical	Ton/m	321515

TABLA. 4.5. Características finales de los aisladores HDR

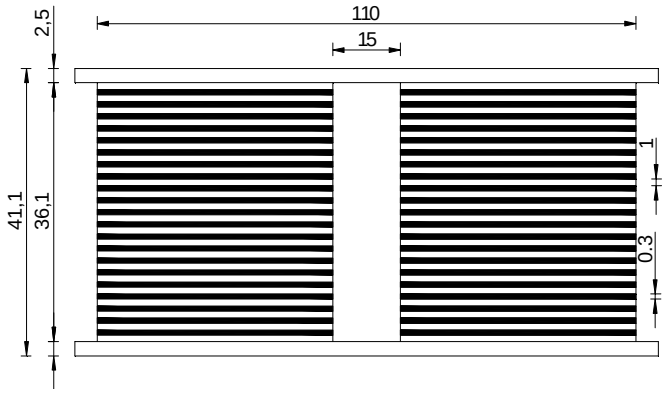


Fig. 4.1. Configuración del aislador HDR, corte transversal

4.3.2. COMBINACIONES DE AISLADORES CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)

Con los datos resumidos en la tabla 4.5, a continuación se describe a detalle el diseño incluyendo núcleos de plomo a cierto número de aisladores, con lo que se logra adicionar amortiguamiento al sistema y dar mayor rigidez torsional al edificio aislado, tratando de conseguir un balance torsional del sistema de aislamiento al margen de no alejarse mucho del período deseado, ya que si al diseño actual de los aisladores HDR se le adiciona amortiguamiento esto se traduciría en menor desplazamiento de diseño, mayor rigidez del sistema y finalmente una disminución del período objetivo.

1. **Desplazamientos máximos y cortantes de diseño del sistema de aislamiento y de la superestructura**

a) Cálculo de la fuerza a deformación nula Q de los aisladores tipo A.

Con un diámetro del núcleo de plomo Dpb=100mm, es área total de plomo es:

$$Apb = \#aisladores * \frac{Dpb^2 * \pi}{4} \qquad \text{(Ec.4.32.)}$$

$$Apb = 4 * \frac{0{,}15^2 * \pi}{4}$$

$$Apb = 0{,}0707\ m^2$$

Fuerza a deformación nula considerando la fuerza de fluencia del plomo de 90 MPa

$$Q = 900 * Apb \qquad \text{(Ec.4.33.)}$$

$$Q = 900 Ton/m^2 * 0{,}0707 m^2$$
$$Q = 63{,}617 Ton$$

Área del aislador con un orificio de diámetro Dpb=15cm

$$A_{ANULAR} = \frac{\pi}{4}\left(De^2 - Dpb^2\right) \qquad \text{(Ec.3.34.)}$$

$$A_{ANULAR} = \frac{\pi}{4}\left(1{,}10^2 - 0{,}15^2\right)$$
$$A_{ANULAR} = 0{,}9327\, m^2$$

Rigidez elástica kr del aislador

$$k_r = \frac{G * A_{ANULAR}}{tr} \qquad \text{(Ec.4.35.)}$$

$$k_r = \frac{80 Ton/m^2 * 0{,}9327 m^2}{0{,}155 m}$$
$$k_r = 482{,}07 Ton/m$$

Rigidez efectiva del conjunto de aisladores

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{D_D} \qquad \text{(Ec.4.36.)}$$

$$k_{eff} = \#_{AISLADORES} * k_r + \frac{Q}{D_D}$$
$$k_{eff} = 4 * 482{,}07 Ton/m + \frac{63{,}617 Ton}{0{,}232 m}$$
$$k_{eff} = 2202{,}278 Ton/m$$

La rigidez efectiva para un solo aislador será k_{Hp}=550,57 Ton /m, y se puede asumir que la rigidez vertical 1000 veces la horizontal

Deformación de fluencia del conjunto de aisladores

$$D_Y = \frac{Q}{k_1 - k_2} = \frac{Q}{9 * k_2} \qquad \text{(Ec.4.37.)}$$

$$D_Y = \frac{63{,}63Ton}{9*4*482{,}07Ton/m}$$
$$D_Y = 0{,}0037m$$

La energía disipada se obtiene con la siguiente expresión simplificada

$$W_D = 4*Q*(D_D - D_Y) \qquad \text{(Ec.4.38.)}$$

$$W_D = 4*63{,}62(0{,}232 - 0{,}0037)$$
$$W_D = 58{,}15Ton.m$$

Cálculo del amortiguamiento efectivo del conjunto de aisladores

$$\beta_p = \frac{W_D}{2\pi * k_{eff} * D_D{}^2} \qquad \text{(Ec.4.39.)}$$

$$\beta_p = \frac{58{,}15Ton.m}{2\pi * 2202{,}28Tn/m*(0{,}232m)^2}$$
$$\beta_p = 7{,}79\%$$

Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$k_{HC} = 4*k_{HP} + 20*k_H \qquad \text{(Ec.4.40.)}$$

$$k_{HC} = 4*550{,}57Ton/m + 20*266{,}47Ton/m$$
$$k_{HC} = 7531{,}77Ton/m$$

Cálculo del amortiguamiento compuesto del sistema de aislamiento

$$\beta = \frac{4*\beta_p*k_{HP} + 20*\beta_{HDR}*k_H}{k_{HC}} \qquad \text{(Ec.4.41.)}$$

$$\beta = \frac{4*0{,}0779*550{,}57 + 20*0{,}10*266{,}47}{7531{,}77}$$
$$\beta = 0{,}0936\%$$

Con los datos de la tabla 4.4 y por interpolación se obtiene B_D=1,32, con esto podemos calcular el desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)*C_{VD}*T_D}{B_D} \qquad \text{(Ec.4.42.)}$$

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) * 0{,}64 * 2{,}029}{1{,}32}$$
$$D_D = 0{,}244m$$

Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma.

$$D_{TD\ norma} = 1.1 * D_D = 0{,}268m \qquad \text{(Ec.4.43.)}$$

Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_S = \frac{D_{TD norma}}{Hr} \qquad \text{(Ec.4.44.)}$$

$$\gamma_S = \frac{0{,}268}{0{,}1547}$$
$$\gamma_S = 1{,}73 \quad ok$$

Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_{HC}}} \qquad \text{(Ec.4.45.)}$$

$$T = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{6544Ton/9{,}81m/s^2}{7531{,}77Ton/m}}$$
$$T = 1{,}87\,segundos$$

Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la interfaz de aislamiento y el cortante de base elástico del código

$$Vs = \frac{k_{HC} * D_D}{R_I} \qquad \text{(Ec.4.46.)}$$

$$V = \frac{7531{,}77 * 0{,}244}{2}$$
$$V = 919{,}09Ton$$

$$Cs = \frac{Vs}{W} \qquad \text{(Ec.4.47.)}$$

$$Cs = \frac{919{,}09}{6544}$$
$$Cs = 14{,}04\%$$

a) Procedimiento para determinar al coeficiente de seguridad a pandeo y rigidez vertical del sistema de aislamiento

Estimación del factor de forma S del aislador de sección anular, que deberá ser mayor a 10 para asegurar la rigidez vertical adecuada

$$S = \frac{De - D_{pb}}{4 * t_{CAUCHO}} \qquad \text{(Ec.4.48.)}$$

$$S == \frac{1{,}10 - 0{,}15}{4 * 0{,}01}$$

$$S == 23{,}75 \qquad ok$$

Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero, sabiendo que la elasticidad volumétrico de K=20000kg/cm^2

$$Ec_{ANULAR} = \left(\frac{1}{6 * G * S^2{}_{ANULAR}} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \qquad \text{(Ec.4.49.)}$$

$$Ec_{ANULAR} = \left(\frac{1}{6 * 80 * 23{,}75^2} + \frac{4}{3 * 200000} \right)^{-1}$$

$$Ec_{ANULAR} = 96524{,}06 Ton / m^2$$

Inercia del disco de acero de sección anular

$$I_{ANULAR} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{De}{2} \right)^4 - \left(\frac{Dpb}{2} \right)^4 \right] \qquad \text{(Ec.4.50.)}$$

$$I_{ANULAR} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{1{,}10}{2} \right)^4 - \left(\frac{0{,}15}{2} \right)^4 \right]$$

$$I_{ANULAR} = 0{,}0718\, m^4$$

Cálculo de la carga de pandeo de Euler P_E

$$P_E = \frac{\pi^2 * Ec_{ANULAR} * I_{ANULAR}}{3 * tr^2} \qquad \text{(Ec.4.51.)}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 96524{,}06 * 0{,}0718}{3 * 0{,}28^2}$$

$$P_E = 290996{,}97 Ton$$

Área anular del aislador

$$A_{ANULAR} = \frac{\pi}{4}\left(De^2 - Dpb^2\right) \qquad \text{(Ec.4.52)}$$

$$A_{ANULAR} = \frac{\pi}{4}\left(1{,}10^2 - 0{,}15^2\right)$$
$$A_{ANULAR} = 0{,}933m^2$$

Área efectiva a cortante As anular del aislador

$$As_{ANULAR} = A_{ANULAR} + \frac{tr + disco}{tr} \qquad \text{(Ec.4.53.)}$$

$$As_{ANULAR} == 0{,}933 + \frac{0{,}28 + (28-1) * 0{,}003}{0{,}28}$$
$$As_{ANULAR} == 2{,}22m^2$$

Rigidez a cortante del aislador

$$Ps = G * As_{anular} \qquad \text{(Ec.4.54.)}$$

$$Ps = 80Ton/m^2 * 2{,}22m^2$$
$$Ps = 177{,}76Ton$$

Cálculo de la carga crítica del aislador de sección anular

$$P_{CRITICA} = \sqrt{P_E * Ps} \qquad \text{(Ec.4.55.)}$$

$$P_{CRITICA} = \sqrt{290997{,}97 * 177{,}76}$$
$$P_{CRITICA} = 7192{,}10\,Ton$$

Cálculo del coeficiente de seguridad

$$SF = \frac{P_{CRITICA}}{P\max} \qquad \text{(Ec.4.56.)}$$

$$SF = \frac{7192{,}10Ton}{504{,}427Ton}$$
$$SF > 2 \quad ok$$

Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$A_{NUCLEO} = \frac{\pi}{4}\left(Dpb^2\right) \qquad \text{(Ec.4.57.)}$$

$$A_{NUCLEO} = \frac{\pi}{4}\left(0{,}15^2\right)$$
$$A_{NUCLEO} = 0{,}0176m^2$$

$$Kv^{NUCLEO} = \frac{Ec * A_{NUCLEO}}{tp} \qquad \text{(Ec.4.58.)}$$

$$Kv^{NUCLEO} = \frac{1400000Ton/m^2 * 0{,}0176m^2}{0{,}361m}$$
$$Kv^{NUCLEO} = 685{,}32Ton/m$$

La rigidez vertical del aislador con núcleo de plomo, es la suma de la rigidez vertical del caucho combinado con los discos de acero más la rigidez vertical del núcleo de plomo, como se expresa en la siguiente expresión

$$K_{VP} = \frac{Ec_{ANULAR} * A_{ANULAR}}{tr} + \frac{Ec * A_{NUCLEO}}{tp} \qquad \text{(Ec.4.59.)}$$

$$K_{VP} = \frac{96524{,}06Ton/m^2 * 0{,}933m^2}{0{,}28m} + \frac{1400000Ton/m^2 * 0{,}0176cm^2}{0{,}361m}$$
$$K_{VP} = 390046{,}85Ton/m$$

$$k_V = 4 * k_{VP} + 20 * k_V \qquad \text{(Ec.4.60.)}$$

$$k_V = 4 * 390046{,}85Ton/m + 20 * 321514{,}87Ton/cm$$
$$k_V = 7990484{,}85Ton/cm$$

Verificación de la frecuencia natural vertical

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_V}} \qquad \text{(Ec.4.61.)}$$

$$T = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{6544Ton/9{,}81m/s^2}{7990484{,}85/m}}$$
$$T = 0{,}057\ segundos$$

La frecuencia natural vertical es

$$fv = \frac{1}{T} \qquad \text{(Ec.4.62.)}$$

$$fv = \frac{1}{0{,}057}$$

$$fv = 17{,}42Hz > 10Hz \quad ok$$

RESUMEN DE RESULTADOS

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	HDR	LRB
Numero de Aisladores del Sistema	u	24	4
Altura total	m	0,411	0,411
Diámetro exterior del caucho	m	1,1	1,1
Diámetro interior del caucho	m	0,15	0,15
Atura del caucho	m	0,28	0,28
Número de capas de caucho	u	28	28
Espesor de capa de caucho	m	0,01	0,01
Diámetro exterior de discos de acero	m	1,09	1,09
Diámetro interior de discos de acero	m	0,15	0,15
Altura total de discos de acero	m	0,081	0,081
Número de discos de acero	u	27	27
Espesor de los discos de acero	m	0,003	0,003
Díametro del nucleo de plomo	m		0,15
Altura del nucleo de plomo	m		0,361
Espesor de la placa de anclaje	m	0,025	0,025
Longitud de la plana de anclaje	m	1,2	1,2
Módulo de rigidez a corte	Ton/m²	80	80
Rigidez horizontal	Ton/m	266,47	551
Rigidez vertical	Ton/m	321515	390047

TABLA. 4.6. Características finales de los aisladores LRB

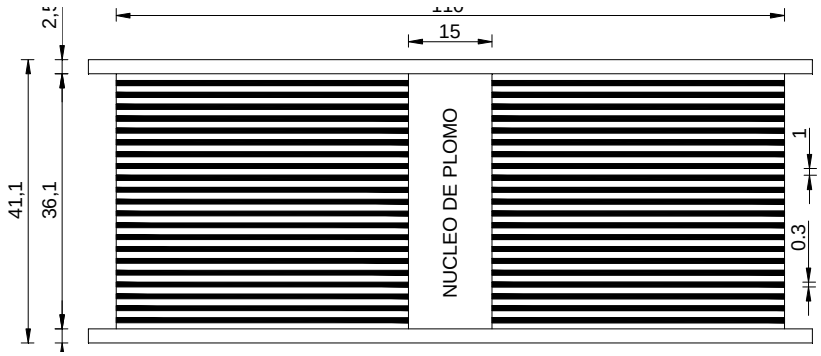


Fig. 4.2. Configuración del aislador LRB, corte transversal

4.3.3. COMBINACIONES DE AISLADORES DE PENDULO FRICCIONANTE (FPS)

Los aisladores FPS presentan características diferentes a los modelos anteriores, pero también se pueden modelar con una constructiva bilineal.

En la tabla 4.7 se muestran los datos iniciales que se requiere para el cálculo del sistema de aislación tipo FPS

DATOS INICIALES	UNIDADES	AISLADOR (FPS)
COEFICIENTE DE FRICCIÓN		0,07
TENSIÓN ADM A COMPRESIÓN DEL TEFLON	kg/cm2	450
CARGA MÁXIMA CM+0,5CV	kg	504427,92
PESO DEL EDIFICIO CON 30%CV	kg	232000
AMORTIGUAMIENTO ESTIMADO		0,2
PERÍODO OBJETIVO DESEADO	seg	2,5

TABLA. 4.7. Datos iniciales para el cálculo del aislador FPS

a) Procedimiento para determinar la rigidez efectiva de los aisladores

Cálculo del desplazamiento de diseño con la rigidez inicial del sistema de aislamiento con un coeficiente B_D=1,94 que corresponde al amortiguamiento de 20%

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)*C_{VD}*T_D}{B_D} \qquad \text{(Ec.4.63.)}$$

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)*0{,}64*2{,}5}{1{,}94}$$

$$D_D = 0{,}205m$$

Cálculo del radio de curvatura para obtener el período deseado

$$R = \frac{T^2*g}{4\pi^2} \qquad \text{(Ec.4.64.)}$$

$$R = \frac{2{,}5^2*9{,}81}{4\pi^2}$$

$$R = 1{,}6m$$

Cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}*\frac{\mu}{\frac{D_D}{R}+\mu} \qquad \text{(Ec.4.65.)}$$

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}*\frac{0{,}07}{\frac{0{,}205}{1{,}60}+0{,}07}$$

$$\beta_{eff} = 22{,}5\%$$

Con este valor se calcula el nuevo desplazamiento de diseño con B_D=1,997 obtenido por interpolación

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) * C_{VD} * T_D}{B_D}$$

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) * 0{,}64 * 2}{1{,}997}$$

$$D_D = 0{,}199m$$

Rigidez efectiva del sistema

$$k_{eff} = \frac{\mu * W}{D_D} + \frac{W}{R} \qquad \text{(Ec.4.66.)}$$

$$k_{eff} = \frac{0{,}07 * 6544}{0{,}205} + \frac{6544}{1{,}6}$$

$$k_{eff} = 6391{,}35 Ton/m$$

Con esto la rigidez efectiva de cada aislador es 266,306Ton/m^2 y se puede asumir que la rigidez vertical 7000 veces la horizontal.

Cálculo de la rigidez post-fluencia del sistema

$$k_2 = \frac{W}{R} = k_{eff} - \frac{\mu * W}{D_D} \qquad \text{(Ec.4.67.)}$$

$$k_2 = 6391{,}350 - \frac{0{,}07 * 6544}{0{,}205}$$

$$k_2 = 4090 Ton/m$$

Cálculo de la rigidez inicial del sistema considerando que el desplazamiento de fluencia Dy comúnmente se encuentra de una décima de pulgada

$$k_1 = \frac{\mu * W}{D_Y} \qquad \text{(Ec.4.68.)}$$

$$k_1 = \frac{0{,}07 * 6544}{0{,}00254}$$

$$k_1 = 180346{,}46 Ton/m$$

Cálculo de la fuerza de activación del sistema

$$Fy = \mu * W \qquad \text{(Ec.4.69.)}$$

$$Fy = 0{,}07 * 6544$$
$$Fy = 458{,}08 Ton$$

Cálculo del período real efectivo

$$T = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{m}{K_H}} \qquad \text{(Ec.4.70.)}$$

$$T = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{6544 Ton / 9{,}81 m/s^2}{6391{,}35 Ton/m}}$$
$$T = 2{,}03\ segundos$$

b) Procedimiento para determinar los detalles de los aisladores FPS

Área de contacto del deslizador articulado para soportar las presiones

$$As = \frac{carga_{\max}}{\rho} \qquad \text{(Ec.4.71.)}$$

$$As = \frac{504{,}427 Ton/m^2}{4500 Ton}$$
$$As = 0{,}112 m^2$$

El diámetro correspondiente a esta área es:

$$D = 2 * \sqrt{\frac{As}{\pi}} \qquad \text{(Ec.4.72.)}$$

$$D = 2 * \sqrt{\frac{0{,}112}{\pi}}$$
$$D = 0{,}378 m$$

Desplazamiento máximo del sistema con efectos de torsión

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2) * C_{VM} * T_M}{B_M} \qquad \text{(Ec.4.73.)}$$

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2) * 0{,}8 * 2{,}5}{1{,}997}$$
$$D_M = 0{,}249 m$$

La norma permite un desplazamiento máximo de $1{,}1D_M$=0,274m

Con lo que la dimensión horizontal del aislador es:

$$D_2 = D_{MT} + D_S \qquad \text{(Ec.4.74.)}$$

$$D_2 = 0{,}274 + 0{,}378$$
$$D_2 = 0{,}651m$$

Carga transmitida a la placa

$$Ft = \rho * As \qquad \text{(Ec.4.75.)}$$

$$Ft = 4500Ton/m^2 * 0{,}112m^2$$
$$Ft = 504{,}43Ton$$

Área proyectada de contacto, en función del espesor de la placa h

$$Ac = \frac{\pi}{4}(Ds + 2h)^2$$
$$Ac = \frac{\pi}{4}(0{,}378 + 2h)^2 \qquad \text{(Ec.4.76.)}$$

Fuerza resistida por la placa, tomando una tensión admisible ρ_b=15MPa

$$Fp = \rho_b * Ac$$
$$Fp = 1500Ton/m^2 * \frac{\pi}{4}(0{,}378 + 2h)^2 \qquad \text{(Ec.4.77.)}$$

Igualando Ft a Fp, se puede despejar h

$$h = \frac{\sqrt{\frac{\rho * As}{\rho_b} - Ds}}{2} \qquad \text{(Ec.4.78.)}$$

$$h = \frac{\sqrt{\frac{4500 * 0{,}112}{1500} - 0{,}378}}{2}$$
$$h = 0{,}138m$$

Altura de la placa que está en contacto con el deslizador articulado

$$H_1 = h + \left(R - \sqrt{R^2 - (0{,}5 * D_2)^2} \right) \qquad \text{(Ec.4.79.)}$$

$$H_1 = 0{,}14 + \left(1{,}6 - \sqrt{1{,}6^2 - (0{,}5 * 0{,}65)^2}\right)$$
$$H_1 = 0{,}172m$$

Altura de la placa que contiene el deslizador

$$H_2 = 0{,}70 * H_1 \qquad \text{(Ec.4.80.)}$$

$$H_2 = 0{,}70 * 0{,}172$$
$$H_2 = 0{,}12m$$

Altura que queda libre entre las dos placas

$$H_3 = R - \sqrt{R^2 - (0{,}5 * D_2)^2} \qquad \text{(Ec.4.81.)}$$

$$H_3 = 1{,}6 - \sqrt{1{,}6^2 - (0{,}5 * 0{,}65)^2}$$
$$H_3 = 0{,}014m$$

Sabiendo que la altura de anclaje es $H_{anclaje}$=0,04m, la altura total del aislador es:

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3 + H_{anclaje} \qquad \text{(Ec.4.82.)}$$

$$H_T = 0{,}17.0{,}12 + 0{,}014 + 0{,}04$$
$$H_T = 0{,}35m$$

Cálculo de la dimensión total

Asumiendo una dimensión exterior Dext=0,04m a cada lado, utilizada para colocar el sello de protección

$$D_T = D_2 + 2 * D_{ext} \qquad \text{(Ec.4.83.)}$$

$$H_T = 0{,}65 + 2 * 0{,}04$$
$$H_T = 0{,}73m$$

En la tabla 4.8 se muestran las características y propiedades de los aisladores FPS

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	AISLADOR
Numero de Aisladores del Sistema	u	24
Altura total	m	0,346
Radio de curvatura	m	1,6
Diámetro total	m	0,732
Dimensión Horizontal inferior de recorrido	m	0,652
Área de contacto	m²	0,112
Diámetro de Área de contacto	m	0,378
Espesor de la capa inferior	m	0,138
Rigidez horizontal	Ton/m²	266,31
Rigidez vertical	Ton/m²	180346

TABLA. 4.8. Configuración del aislador FPS

4.4. PROPIEDADES DE LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES Y DATOS NECESARIOS PARA EL PROGRAMA ETABS

Los aisladores HDR, LRB y FPS, se pueden representar mediante modelos bilineales que se asemejan a curvas de histéresis, siendo los parámetros principales de los modelos la rigidez inicial K_1, la rigidez post-fluencia K_2, la rigidez efectiva lineal E_{eff}, la fuerza de deformación nula Q, desplazamiento de fluencia D_y, máximos desplazamientos positivos y negativos respectivamente D y –D.

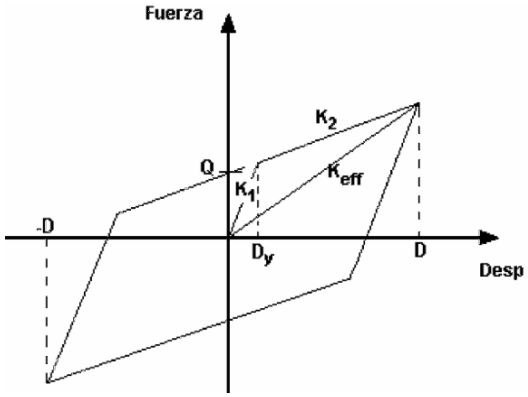


Fig. 4.3. Esquema del modelo bilineal

Al utiliza el programa Etabs, además de ingresar los datos anteriormente mencionados se necesita definir los parámetros adicionales relacionados con el amortiguamiento efectivo y la energía disipada para los tres tipos de aisladores y los parámetros de coeficiente de fricción y radio de curvatura para los aisladores de péndulo friccionante.

4.4.1. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES HDR

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	HDR
Rigidez efectiva lineal	Ton/m	266,4744
Desplazamiento de diseño del sistema	m	0,232
Amortiguamiento		0,1
Altura del caucho	m	0,28
Período real del sistema	seg	2,01

TABLA. 4.9. Datos iniciales para la modelación bilineal de los aisladores HDR

Desplazamiento de fluencia del aislador

$$D_Y = 0{,}1 * tr \qquad \text{(Ec.4.84.)}$$

$$D_Y = 0{,}10 * 0{,}28$$
$$D_Y = 0{,}028m$$

Las energías disipadas por el aislador

$$W_D = 2\pi * k_{eff} * D_D{}^2 * \beta \qquad \text{(Ec.4.85.)}$$

$$W_D = 2\pi * 266{,}4744 Ton/m * (0{,}232m)^2 * 0{,}10$$
$$W_D = 9{,}012 Ton.m$$

Las fuerzas a deformación nula de los aisladores

$$Q = \frac{W_D}{4(D_D - D_Y)} \qquad \text{(Ec.4.86.)}$$

$$Q = \frac{9{,}012 Ton.m}{4(0{,}232 - 0{,}028)cm}$$
$$Q = 11{,}04$$

Rigidez post-fluencia de los aisladores

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q}{D_D} \qquad \text{(Ec.4.87)}$$

$$k_2 = 266{,}4744 Ton/m - \frac{11{,}04 Ton}{0{,}232m}$$
$$k_2 = 218{,}89 Ton/m$$

Rigidez inicial de los aisladores

$$k_1 = \frac{Q}{D_Y} + k_2 \qquad \text{(Ec.4.88.)}$$

$$k_1 = \frac{11{,}04Ton}{0{,}028m} + 218{,}89Ton/m$$
$$k_1 = 613{,}18Ton/m$$

Fuerzas de fluencia de los aisladores

$$F_Y = Q + K_2 * D_Y \qquad \text{(Ec.4.89.)}$$

$$F_Y = 11{,}04Ton + 218{,}89Ton/m * 0{,}028m$$
$$F_Y = 17{,}17Ton$$

Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{real}} \qquad \text{(Ec.4.90.)}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{2{,}02}$$
$$\omega = 3{,}11rad/seg$$

Amortiguamiento efectivo de los aisladores

$$C = \frac{W_D}{\pi * D_D^2 * \omega} \qquad \text{(Ec.4.91.)}$$

$$C = \frac{9{,}012Ton.m}{\pi * (0{,}232m)^2 * 3{,}11rad/seg}$$
$$C = 17{,}13Ton.seg/m$$

En la tabla 4.10 se resumen los parámetros calculados, que luego se necesitarán para ingresar las propiedades de los aisladores en el programa Etabs.

PROPIEDADES	UNIDADES	HDR
Rigidez vertical	Ton/m	321515
Rigidez efectiva lineal	Ton/m	266,4744
Rigidez inicial	Ton/m	613,18
Fuerza de fluencia	Ton/m	17,17
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	Ton.seg/m	0,35
Amortiguamiento efectivo	Ton.m	17,13

TABLA. 4.10. Parámetros de los aisladores HDR para el programa Etabs

4.4.2. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES LBR

Para el caso de aisladores LRB, el período real y desplazamiento de diseño, cambian como consecuencia de la adición de amortiguamiento por la incorporación de los núcleos de plomo en los aisladores periféricos laterales.

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	LRB	HDR
Rigidez efectiva lineal	Ton/m	550,57	266,47
Desplazamiento de diseño del sistema	m	0,232	0,232
Amortiguamiento		0,08	0,1
Altura del caucho	m	0,28	0,28
Período real del sistema	seg	1,87	1,87
Deformación de fluencia	m	0,003	
Número de aisladores		4	20
Energía disipada del conjunto	Ton.m	58,15	
Fuerza a deformación nula del conjunto	Ton	63,62	
Rigidez proporcional para el caucho	T/m	482,07	
Rigidez proporcional por el núcleo de plomo	T/m	274,27	

TABLA. 4.11. Parámetros de los aisladores HDR para los programas Etabs

Desplazamiento de fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$D_{Y\,P} = 0{,}0037m$$
$$D_Y = 0{,}1 * 0{,}28 = 0{,}028m$$

Energías disipadas por los aisladores LBR y HDR

$$W_{DP} = \frac{W_{Dconjunto}}{\#_{aisladores}} \qquad \text{(Ec.4.92.)}$$

$$W_{DP} = \frac{58{,}15Ton.m}{4}$$
$$W_{DP} = 14{,}54Ton.m$$

$$W_D = 2\pi * k_{eff} * D_D{}^2 * \beta \qquad \text{(Ec.4.93.)}$$

$$W_D = 2\pi * 266{,}47Ton/m * (0{,}232m)^2 * 0{,}1$$
$$W_D = 9{,}01Ton.m$$

Fuerza a deformación nula de los aisladores LBR y HDR

$$Q_P = \frac{Q_{conjunto}}{\#_{aisladores}} \qquad \text{(Ec.4.94.)}$$

$$Q_P = \frac{63{,}617}{4}$$
$$Q_P = 15{,}90 Ton$$

$$Q = \frac{W_D}{4(D_D - D_Y)} \qquad \text{(Ec.4.95.)}$$

$$Q = \frac{9{,}01 Ton.m}{4(0{,}232 - 0{,}028)m}$$
$$Q = 11{,}05 Ton$$

En el caso de los aisladores LRB se adoptará los valores de rigidez del caucho o post-fluencia y rigidez por el núcleo de plomo, los valores de 112,13Ton/m y 1243,63Ton/m respectivamente, correspondientes a las tablas del fabricante.

Con esta aclaración, las rigideces post-fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$k_{2P} = 1100 kN/m = 112{,}13 Ton/m$$

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q}{D_D} \qquad \text{(Ec.4.96.)}$$

$$k_2 = 266{,}47 Ton/m - \frac{11{,}05 Ton}{0{,}232 m}$$
$$k_2 = 218{,}88 Ton/m$$

Rigideces iniciales de los aisladores LBR y HDR

$$k_{1P} = 12200 kN/m = 1243{,}63 Ton/m$$

$$k_1 = \frac{Q}{D_Y} + k_2 \qquad \text{(Ec.4.97.)}$$

$$k_1 = \frac{11{,}05 Ton}{0{,}028 m} + 218{,}88 Ton/m$$
$$k_1 = 613{,}54 Ton/m$$

Fuerzas de fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$F_{YP} = Q_P + k_{2P} * D_{YP} \qquad \text{(Ec.4.98.)}$$

$$F_{YP} = 15{,}90Ton + 112{,}13Ton/m * 0{,}0037m$$
$$F_{YP} = 16{,}31Ton$$

$$F_Y = Q + k_2 * D_Y \qquad \text{(Ec.4.99.)}$$

$$F_Y = 11{,}05Ton + 218{,}88Ton/m * 0{,}028m$$
$$F_Y = 17{,}18Ton$$

Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{real}} \qquad \text{(Ec.4.100.)}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{1{,}87}$$
$$\omega = 3{,}36rad/seg$$

Amortiguamiento efectivo de los aisladores LBR y HDR

$$C_P = \frac{W_{DP}}{\pi * D_D^2 * \omega} \qquad \text{(Ec.4.101)}$$

$$C_P = \frac{14{,}54Ton.m}{\pi * (0{,}232m)^2 * 3{,}36rad/seg}$$
$$C_P = 25{,}59Ton.seg/m$$

$$C = \frac{W_D}{\pi * D_D^2 * \omega} \qquad \text{(Ec.4.102)}$$

$$C = \frac{9{,}01Ton.m}{\pi * (0{,}232m)^2 * 3{,}36rad/seg}$$
$$C = 15{,}86Ton.seg/m$$

PROPIEDADES	UNIDADES	LRB	HDR	COMBINACIÓN
Rigidez vertical	Ton/m	390046,84	321514,9	7990485,36
Rigidez efectiva lineal	Ton/m	550,57	266,47	7531,68
Rigidez inicial	Ton/m	1243,63	613,54	17245,32
Fuerza de fluencia	Ton/m	16,31	17,18	408,84
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial		0,09	0,356	0,254
Amortiguamiento efectivo	Tn.seg/m	25,59	15,86	419,56
Energía disipada	Ton.m	14,54	9,01	238,36

TABLA. 4.12. Parámetros de los aisladores LRB y HDR para el programa Etabs

En la tabla 4.12 se resumen los parámetros necesarios para modelar el sistema de aislación combinado HDR+LBR

4.4.3. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES FPS

Aplicando el mismo procedimiento anterior, se procede al cálculo de los parámetros de la modelación bilineal de los aisladores tipo FPS.

CARACTERISTICAS	UNIDADES	FPS
Coeficiente de fricción		0,07
Desplazamiento de diseño del sistema	cm	20,5
Peso del edificio con 30%de carga viva	kg	6544000
Período real del sistema	seg	2,03
Número de aisladores		24
Rigidez post-fluencia del sistema	kg/cm	40900
Fuerza de fluencia del sistema	kg	458080
Desplazamiento de fluencia del sistema	cm	0,254
Rigidez inicial del sistema	kg/cm	1803464

TABLA. 4.13. Datos iniciales para la modelación bilineal de los aisladores FPS

Energías disipadas por el aislador FPS

$$W_D = \frac{4 * \mu * W * D_D}{\#_{aisladores}} \qquad \text{(Ec.4.103.)}$$

$$W_D = \frac{4 * 0{,}07 * 6544 Ton * 0{,}205 m}{24}$$

$$W_D = 15{,}647 Ton.m$$

Rigidez post-fluencia de un aislador FPS

$$k_2 = \frac{k_{2\,SISTEMA}}{\#_{AISLADORES}} \qquad \text{(Ec.4.104.)}$$

$$k_2 = \frac{4090 / m}{24}$$

$$k_2 = 170{,}417 Ton / m$$

Fuerzas de fluencia de un aislador FPS

$$F_Y = \frac{F_{Y\,SISTEMA}}{\#_{AISLADORES}} \qquad \text{(Ec.4.105.)}$$

$$F_Y = \frac{458{,}08 Ton}{24}$$
$$F_Y = 19086{,}67 kg/cm$$

Desplazamiento de fluencia de un aislador FPS

D_Y=0,00254m

Fuerza a deformación nula de un aislador FPS

$$Q = \frac{W_D}{4(D_D - D_Y)} \qquad \text{(Ec.4.106.)}$$

$$Q = \frac{15{,}647 Ton.m}{4(0{,}205 - 0{,}00254)m}$$
$$Q = 19{,}326 Ton$$

Rigideces iniciales de un aislador FPS

$$k_1 = \frac{k_{1\,SISTEMA}}{\#_{AISLADORES}} \qquad \text{(Ec.4.107)}$$

$$k_1 = \frac{180346{,}46 Ton/m}{24}$$
$$k_1 = 7514{,}436 Ton/m$$

Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{real}} \qquad \text{(Ec. 4.108.)}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{2{,}03}$$
$$\omega = 3{,}10 rad/seg$$

Amortiguamientos efectivos del aislador FPS

$$C = \frac{W_D}{\pi * D_D^2 * \omega} \qquad \text{(Ec.4.109.)}$$

$$C = \frac{15{,}647 Ton.m}{\pi * (0{,}205m)^2 * 3{,}10 rad/seg}$$
$$C = 38{,}309 Ton.seg/m$$

Con esto se concluye el diseño de los aisladores y se presenta la tabla 4.14 con el resumen de los parámetros necesarios para modelar este tipo de aislador en el programa Etabs.

PROPIEDADES	UNIDADES	FPS
Rigidez vertical	Ton/m	180346,46
Rigidez efectiva lineal	Ton/m	266,31
Rigidez inicial	Ton/m	7514,44
Fuerza de fluencia	Ton/m	19,09
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	Tn.seg/m	0,023
Amortiguamiento efectivo	Ton.m	38,31
Energía disipada	Ton.m	15,65
Coeficiente de fricción		0,07
Radio de curvatura	m	1,60

TABLA. 4.14. Parámetros de los aisladores FPS para el programa Etabs

CAPITULO V

5. DISEÑO Y ANALISIS DE LA ESTRUCTURA AISLADA

5.1. ANTECEDENTES GENERALES

Los métodos de análisis han evolucionado paulatinamente según los avances de la ingeniería sismorresistente y el desarrollo de programas computacionales como herramienta de cálculo.

El primer método aplicado fue el de las fuerzas estáticas equivalentes, en el cual el efecto dinámico de la acción sísmica se representa en forma simplificada mediante fuerzas laterales. Este criterio aún se aplica en la actualidad para construcciones de baja o mediana altura con características de regularidad estructural en planta y en elevación. El segundo procedimiento es el “método de análisis modal espectral” que considera la naturaleza dinámica del problema, esto podría ser la base del sistema de aislamiento en LRB y / o cojinetes HDR

Sin embargo, los reglamentos contemplan la posibilidad de realizar análisis dinámicos con integración temporal, definiendo la acción sísmica mediante varios registros de aceleración, de esta forma se puede representar la naturaleza dinámica de la acción sísmica. La norma NEC11 permite también realizar análisis dinámicos no lineales, incorporando directamente al modelo características no lineales fuerza-deformación de los componentes individuales y los elementos debido a la respuesta del material inelástico, es decir, considerando el comportamiento real de la estructura. Sin embargo, la complejidad del análisis y la interpretación de los resultados son significativamente mayores, por lo cual este procedimiento debería ser aplicado solo por diseñadores con experiencia y conocimientos profundos de la dinámica no lineal.

Es importante señalar que las ventajas del diseño dinámico no lineal, es que se puede aplicar a cualquier estructura con aislación sísmica sin

restricciones de nivel estructural con finalidades de diseño o verificación del cortante basal y el desplazamiento máximo.

5.2. CONSIDERACIÓNES GENERALES PARA EL DISEÑO CON AISLADORES SISMICOS.

Existen una serie de consideraciones a tomarse en cuenta para el análisis y diseño de una edificación con aisladores sísmicos:

5.2.1. A NIVEL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

- ✓ De acuerdo con las especificaciones técnicas, cada aislador tiene un valor máximo de capacidad de carga, por lo que es necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.
- ✓ La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfaz de aislación.
- ✓ Evitar efectos de torsión en el nivel de aislamiento basal, para controlar una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; ya que el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección puede reducirse.
- ✓ Dado que los aisladores poseen una resistencia a tracción del orden del 10 – 15% de la de compresión, este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.
- ✓ También se deberán considerar las deformaciones verticales, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

5.2.2. A NIVEL DE LA ESTRUCTURA.

- ✓ Los desplazamientos en la interfaz de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.
- ✓ En el desplazamiento de diseño se debe contemplar las juntas de separación, que pueden ser alrededor de 50 cm
- ✓ Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro.
- ✓ El desplazamiento de los aisladores puede producir momentos P-Δ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores FPS, estos son tomados enteramente por la superestructura).
- ✓ Se deberá conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores – estructura más apropiada.

5.3. MODELACIÓN DEL SISTEMAS AISLADO

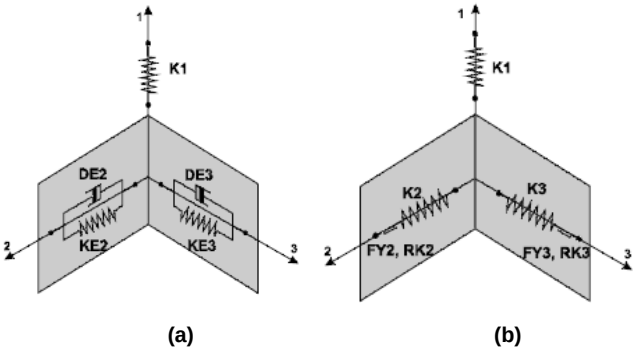


Fig. 5.1 Definición de un aislador lineal (a) y no lineal (b)

Típicamente, un modelo bilineal puede captar adecuadamente el comportamiento de un aislador no lineal ya que el comportamiento bilineal se linealiza mediante la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo, pues cada sistema de aislación proporciona rigideces verticales (en

dirección vertical), rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo (dirección horizontal).

Las versiones actuales del Etabs tienen la capacidad de modelar un edificio con aislamiento basal soportado sobre una variedad de dispositivos, ya que permite la liberación automática de la tensión en aisladores, se han construido elementos para modelar otras propiedades de unidades aislantes.

Un modelo matemático completo de la estructura aislada se requiere para demostrar que el sistema tiene un rendimiento aceptable. En general, este modelo debería implicar complejidad para predecir con exactitud la respuesta de la estructura aislada. En particular, el modelo debe incluir un período de tres caracterizaciones dimensionales del sistema de aislamiento y deberá representar la distribución espacial de los aisladores. Las disposiciones que requiere el sistema de aislamiento para ser modelado en el análisis dinámico, utilizando la rigidez y propiedades de amortiguación, se basan en pruebas de unidades aislantes prototipo.

5.3.1. MODELAMIENTO DEL AISLADOR TIPO HDR

Aunque el elastómero utilizado en este tipo de aisladores se denomina de “alto amortiguamiento”, el principal mecanismo de disipación de energía del elastómero es histerético, es decir, la curva fuerza-deflexión forma una histéresis no lineal, sin embargo el código UBC 97 proporciona un procedimiento que permite convertir el área bajo la curva de histéresis a una relación equivalente de amortiguamiento viscoso útil para el análisis lineal equivalente.

Por otro lado los datos de entrada para el ETABS contienen propiedades bilineales para un análisis no lineal de historia de respuesta en el tiempo.

El comportamiento del aislador elastomérico de alto amortiguamiento es diferente en compresión que en tracción, por lo que para el modelado se debe tener en cuenta las diferentes propiedades, ya que cada aislador se modela usando combinaciones de diferentes elementos del ETABS. Los

elementos que se utilizan para dar precisión al modelo de aisladores son: un elemento bilineal de histéresis con rigidez lineal combinado con un elemento uniaxial conectados por un enlace extremadamente rígido.

Para realizar el análisis no lineal de la estructura aislada se utilizó el programa ETABS 9.7.4. En el cual se ingresó el modelo estructural de la misma forma como se definió en el capítulo III, con todas las características geométricas, características de los materiales y propiedades de los elementos.

5.3.1.1. ANALISIS DINÁMICO

Una acción dinámica es aquella cuya variación en el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. Para realizar el análisis a una estructura es necesario definir su modelo mecánico y definir el movimiento del terreno, de modo que el análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de análisis espectral o de tiempo historia.

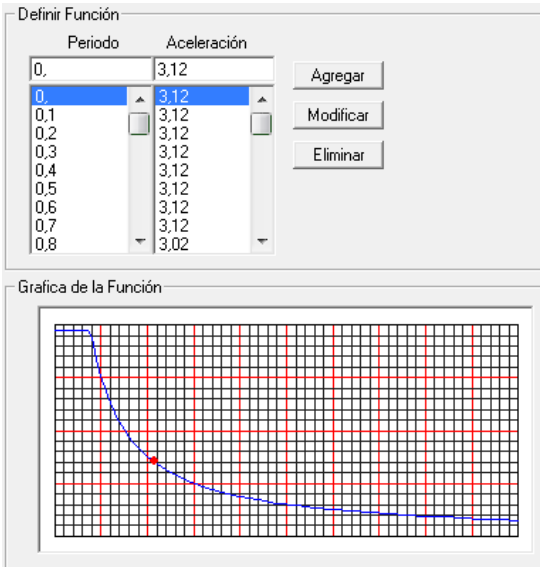


Fig. 5.2 Función Espectral

Debido a la carencia de registro de los eventos sísmicos cercanos al lugar de implantación del Bloque “E” del Hospital de Ambato, el análisis dinámico se realizará con el espectro de respuesta propio de la estructura definido con los máximos valores de la respuesta del sistema expresado

en función del período propio de la estructura, como se realizó en el capítulo III.

5.3.1.2. CAPACIDAD DE CARGA Y TRACCIÓN

En la etapa del modelamiento se controlan los parámetros de capacidad de carga, rigidez lateral y los desplazamientos máximos que se van a desarrollar en los aisladores.

El peso del edificio define la cantidad y tipo de aisladores a utilizar, de tal forma que no se exceda la capacidad de carga de cada aislador. Este análisis es sólo preliminar dado que existirán diferencias entre las cargas permanentes y cuando ocurren los sismos.

Ante un evento sísmico, los momentos generados van a esforzar verticalmente a unos aisladores más que otros; es por ello que también se hace un control de la capacidad de carga cuando se utiliza una combinación que incluya el sismo, cargas muerta y carga viva, tomado como la combinación que otorga valores máximos de carga en la mayoría de los aisladores.

Cuando un lado se sobrecarga más, existe la tendencia de que en el otro lado algunos aisladores no trabajen a compresión y se encuentren en tracción. Este parámetro se controla con una combinación del sismo más el peso del edificio que trata de estabilizar el momento volcante producido.

5.3.1.3. RIGIDEZ LATERAL Y DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

En el modelo se busca compensar la rigidez de ambos lados, para que puedan recibir una cantidad similar de fuerza lateral y también para controlar los efectos de torsión en el sistema de aislamiento, en donde la región menos rígida rotaría alrededor de la otra; este efecto es desfavorable pues dificulta la posibilidad de flexibilizar a la estructura.

Para controlar este parámetro se busca equilibrar la rigidez de los bordes equidistantes al centro de rigidez del sistema de aislamiento, los

desplazamientos dependerán de la rigidez del sistema de aislación y deberán tenerse en cuenta.

5.3.1.4. DIAFRAGMA RÍGIDO

Con la finalidad de que todo el sistema se mueva como un solo elemento, se utiliza un diafragma rígido que se logra mediante el uso de un sistema de losas o vigas con rigidizadores diagonales.

En el modelo se puede utilizar una losa que permite amarrar a las columnas, y placas para que existan momentos en su base; y vigas capaces de resistir las cargas últimas para que puedan transmitirlas hacia los aisladores.

El criterio que se sigue para la disposición de la losa y vigas es crear un enmallado de tal forma que los aisladores se encuentren ubicados debajo de cada punto de intersección de la malla, para ello también se debe controlar las dos consideraciones anteriores.

Para que se logre el comportamiento de diafragma rígido de la losa, en el modelo se le asigna una gran rigidez a la deformación ante cargas contenidas en su plano.

Por último, la interfaz de aislación se ubica en la base del primer nivel; por lo tanto, la presencia de los sótanos no influye significativamente en su comportamiento (los sótanos se mueven con el terreno y así no hay amplificación sísmica).

5.3.1.5. DETALLE DEL MODELAMIENTO

Las variaciones de frecuencia de los aisladores son explícitamente modeladas utilizando "*NLLink*" o "*propiedades de enlace"* en español, con velocidad de amortiguación dependiente y exponentes no lineales, el elemento *ISOLATOR1* se utiliza para modelar el aislador elastomérico con los datos obtenidos en la sección 4.4.1 resumidos en la tabla 4.10.

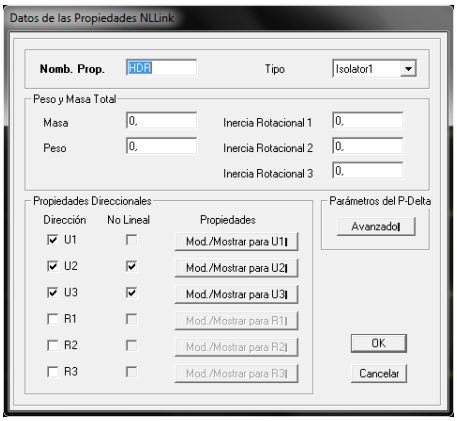


Fig. 5.3. Datos de las propiedades de enlace para el aislador tipo HDR

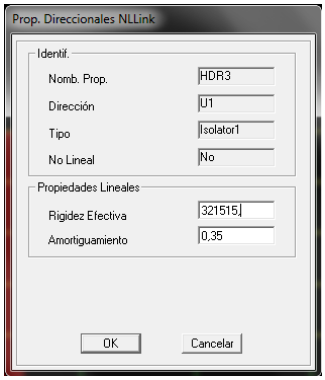


Fig. 5.4. Propiedades Lineales para el Aislador tipo HDR

Fig. 5.5. Propiedades No Lineales para el aislador HDR

Después, habiendo seleccionado los puntos en la base donde se colocarán los aisladores, se les asigna el elemento link correspondiente. Finalmente, se seleccionan todos los puntos en la base y se les asigna un diafragma rígido.

5.3.1.6. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Ante una acción exterior, la respuesta de la estructura dependerá de sus modos de vibrar y sus respectivas frecuencias o períodos; los períodos de vibración dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la masa que la estructura opone al movimiento.

Se ha obtenido los períodos y modos de vibración, cabe señalar que el uso de aisladores concentra la vibración de la edificación prácticamente en un solo modo por dirección.

PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL				
Mode	Period	UX	UY	RZ
1,000	1,865	94,241	0,214	4,002
2,000	1,799	0,386	98,066	0,569
3,000	1,702	3,752	0,750	94,868
4,000	0,488	1,593	0,000	0,002
5,000	0,432	0,000	0,950	0,008
6,000	0,364	0,001	0,005	0,542
7,000	0,147	0,021	0,000	0,000
8,000	0,130	0,000	0,015	0,000
9,000	0,118	0,000	0,000	0,005
10,000	0,111	0,000	0,000	0,001
11,000	0,110	0,005	0,000	0,000
12,000	0,105	0,000	0,000	0,001

TABLA 5.1. Períodos y Participación modal del aislador tipo HDR

La tabla 5.1 resume los períodos y participación modal para la estructura modelada con el aislador tipo HDR.

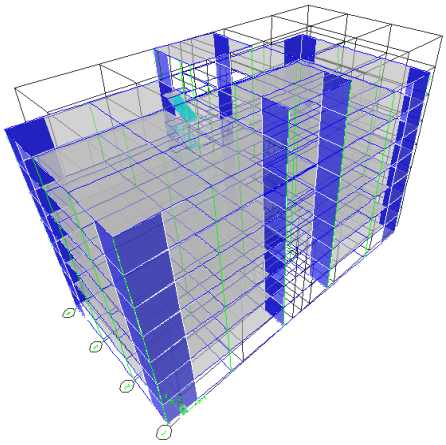


Fig. 5.6. Modo 1

Podemos ver que el período fundamental tiene un valor de 1.87 segundos, lo que es semejante al período objetivo, este primer modo tiene una participación modal de 94.24% que ocurre en dirección X, lo que se traduce en que para el primer modo, la estructura estaría sometida a traslación en X. En la figura 5.6 se puede observar la representación del modo 1.

Para el segundo modo el período es 1.80 segundos, con una participación modal del 98.06% en Y, de tal forma que el segundo modo la estructura sufriría traslación en la dirección Y, como se observa en la figura 5.7.

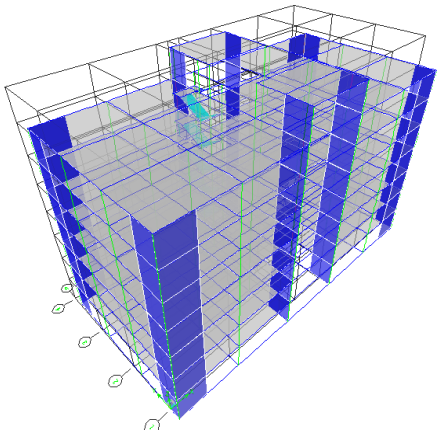


Fig. 5.7. Modo 2

Finalmente el tercer modo, con un período de 1.70 segundos con una participación modal de 94.87% torsional en Z para la estructura, como se observa claramente en la Fig. 5.8.

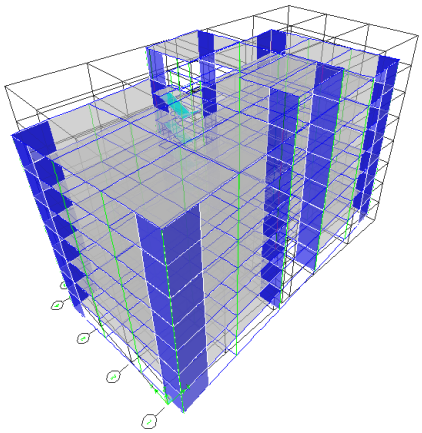


Fig. 5.8. Modo 3

Es importante mencionar como característica propia de un sistema aislado, que los períodos traslacionales son semejantes de modo que la relación entre ellos es práctivamente 1, mientras que en el tercer modo de vibración la relación es de 1,09 que es muy cercano a 1, por lo que se podrá decir que hay una óptima distribución de los aisladores, además que los modos de vibración se concentra en un solo modo por dirección, lo que además reduciría la incertidumbre sobre el comportamiento de los diafragmas.

5.3.2. MODELAMIENTO DEL AISLADOR TIPO LBR Y HDR

El modelamiento del Bloque “E” del Hospital de Ambato, con aisladores sísmicos tipo LBR y HDR, tiene la misma metodología que para el aislador tipo HDR, por lo que a continuación se presenta el modelamiento del sistema aislado con los datos de la tabla 4.12.

Con los aisladores tipo LBR básicamente se adiciona amortiguamiento al sistema de aislamiento, es decir que disminuiría el desplazamiento de diseño, aumentaría a rigidez del sistema y finalmente habría una disminución del período objetivo.

Los aisladores tipo LBR se colocarán en cuatro columnas ubicadas en los extremos del edificio donde no hay escaleras.

El modelamiento del aislador HDR se realiza de forma idéntica que en la sección anterior.

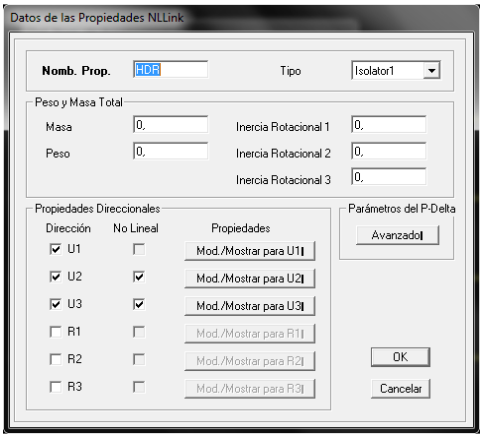


Fig. 5.9. Datos de las propiedades de enlace para el aislador tipo HDR

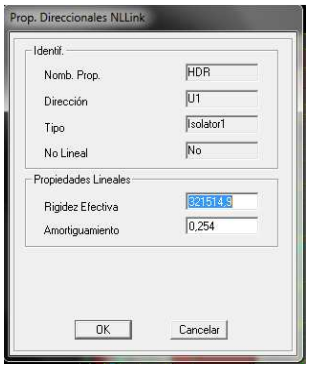


Fig. 5.10. Propiedades para la dirección U1 del aislador HDR

Fig. 5.11. Propiedades del enlace para la dirección U2 y U3 para el aislador HDR

El modelamiento del aislador LBR se realiza en forma parecida al asilador HDR ya que tienen las mismas propiedades.

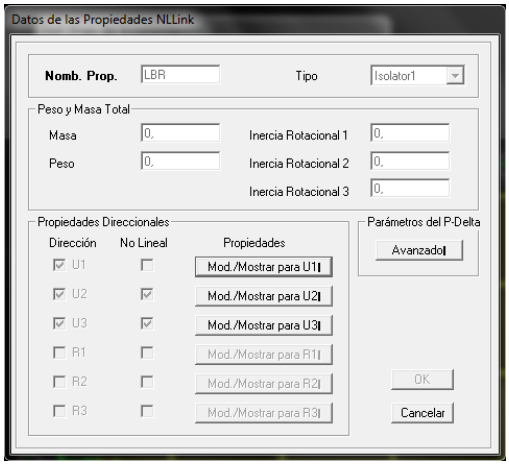


Fig. 5.12. Propiedades del enlace para el aislador LBR

Fig. 5.13. Propiedades del enlace para la dirección U1 del aislador LBR

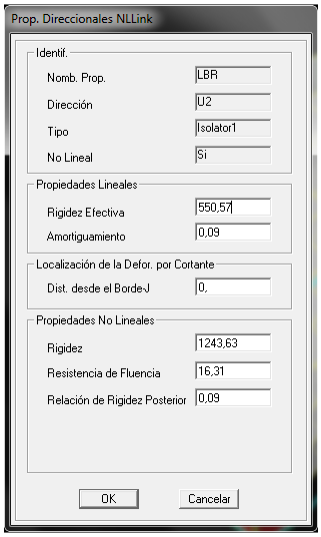


Fig. 5.14. Propiedades del enlace para la dirección U2 y U3 del aislador LBR

Como se puede observar en la figura 5.15 los aisladores LBR se colocaron bajo las columnas A1, A4, F1 y F4 mientras que las columnas restantes son del tipo HDR.

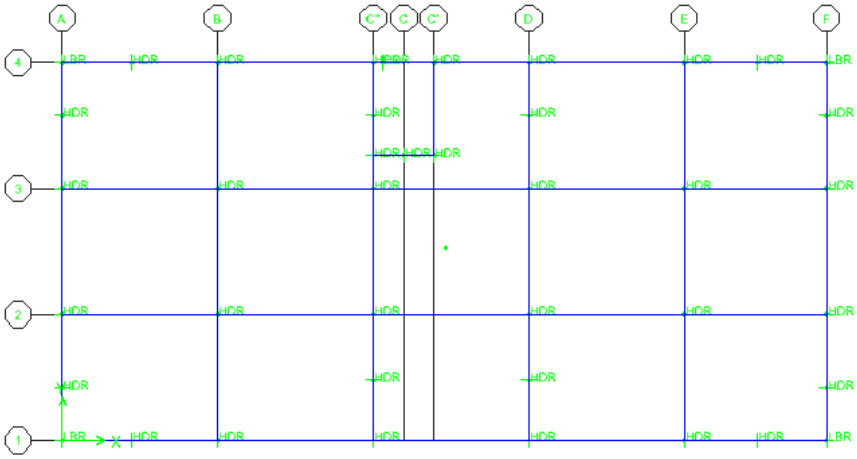


Fig. 5.15. Vista en planta de la combinación de los aisladores HDR y LBR

5.3.2.1. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

En la Tabla 5.2 se resumen los datos de los períodos de participación modal, que ocurren como resultado del espectro sísmico.

PERIODOS Y PARTICAPACIÓN MODAL				
Mode	**Period**	**UX**	**UY**	**RZ**
1	1,7658	96,7737	0,0316	1,3458
2	1,7137	0,0552	98,5648	0,2401
3	1,5526	1,2864	0,2686	97,6345
4	0,4824	1,8679	0,0000	0,0019
5	0,4284	0,0000	1,1196	0,0110
6	0,3603	0,0011	0,0048	0,7615
7	0,1424	0,0129	0,0000	0,0000
8	0,1230	0,0000	0,0099	0,0000
9	0,1153	0,0000	0,0000	0,0013
10	0,0979	0,0022	0,0000	0,0000
11	0,0888	0,0000	0,0000	0,0034
12	0,0602	0,0000	0,0006	0,0000

Fig. 5.2. Períodos y participación modal para el sistema de aislamiento HDR+LBR

Como se puede ver el primer modo corresponde a un periodo de 1.77segundos, con una participación modal del 96.77% que ocurre en dirección X, por lo que se podría decir que es un modo traslacional. Como se puede observar en la figura 5.16 donde la estructura se desplaza en sentido X a consecuencia del sismo aplicado.

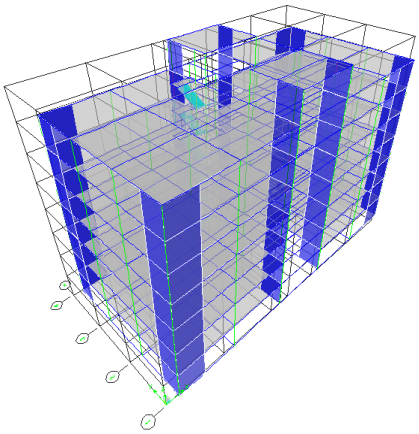


Fig. 5.16. Modo 1

El segundo modo de vibración tiene un período de 1.71 segundos, cuya participación modal del 98.6% ocurre en el sentido Y, lo que se traduce en traslación en el eje Y como consecuencia del espectro sismico aplicado. Cabe señalar que la diferencia entre el período del primer modo es poco

significativa, de tal forma que existe una relación entre éstos períodos de 1, lo que implicaría que hay una buena distribucíon en el sistema de aislación. En la figura 5.17 podemos observar como la estructura se desplaza en sentido Y.

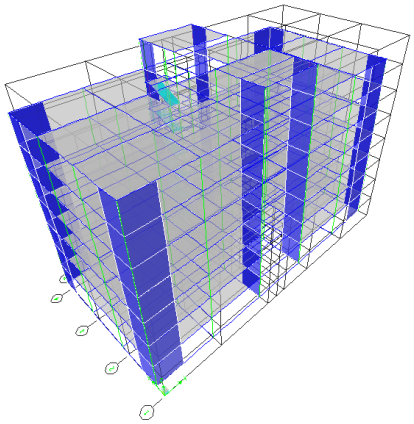


Fig. 5.17. Modo 2

Finalmente el tercer modo de vibración tiene un período de 1.55 segundos con una participación modal del 97.63% en la dirección Z, además la relación entre los períodos de vibración de los modos anteriodes es de 1,13 semejante a 1 porque tambien se podría decir que existe una buena distribución de los aisladores, en la figura 5.18 se puede observar cómo la estructura tiene un movimiento rotacional, a consecuencia del espectro sismico.

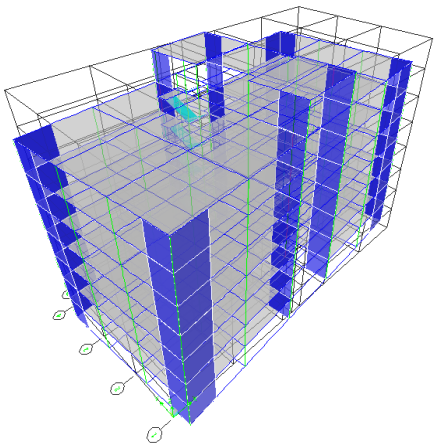


Fig. 5.18. Modo 3

5.3.3. MODELAMIENTO DEL AISLADOR FPS

El modelamiento de los aisladores tipo péndulo friccionante varía con relación a los sistemas anteriores HDR y LBR, ya que el aislador tipo FPS posee característica adiciones a los sistemas anteriores.

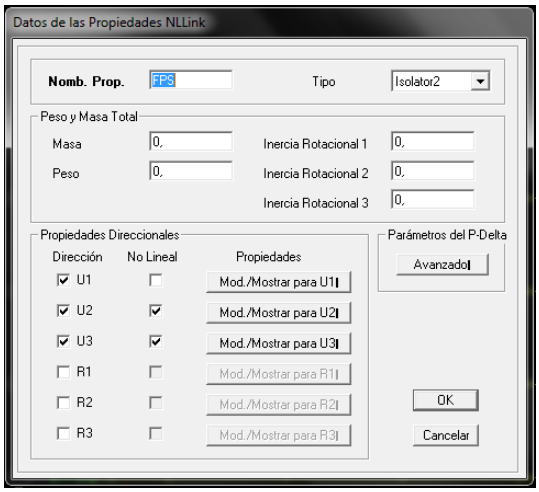


Fig. 5.19. Datos de las propiedades de enlace para el aislador FPS

El programa Etabs proporciona dos opciones para definir las propiedades del aislador según el tipo de análisis lineal y no lineal. Los resultados que se presentan más adelante fueron obtenidos a partir del segundo tipo de análisis. Los datos que se ingresan en los diferentes campos para el modelamiento del aislador FPS, se describe a continuación y como se muestra la figura 5.19 se utiliza el tipo de enlace "*ISOLATOR 2*".

A continuación se describen las propiedades con las que se modela el aislador tipo FPS.

Stiffness, esta propiedad se relaciona con la rigidez lateral del aislador, dentro de este campo puede asignarse un valor muy grande ya que un aislador tipo FPS permanece sin deformación hasta que se vence la fricción estática.

Friction Coefficient, Slow, esta propiedad se relaciona con el coeficiente de fricción mínimo, que para el caso del modelo es igual a 0.07.

Friction Coefficient, Fast, esta propiedad se relaciona con el coeficiente de fricción máximo, que para el caso del modelo es igual a 0.07.

Rate Parameter, es un parámetro de ajuste que define la transición del coeficiente mínimo al máximo. Para el modelo bajo consideración se asignó un valor de cero.

Radius of Sliding Surface, este parámetro se relaciona con el radio de curvatura de la superficie del plato. Para el modelo bajo consideración se asignó un valor de 1,6 m.

Fig. 5.20. Propiedades enlace en la dirección U1 para el aislador FPS

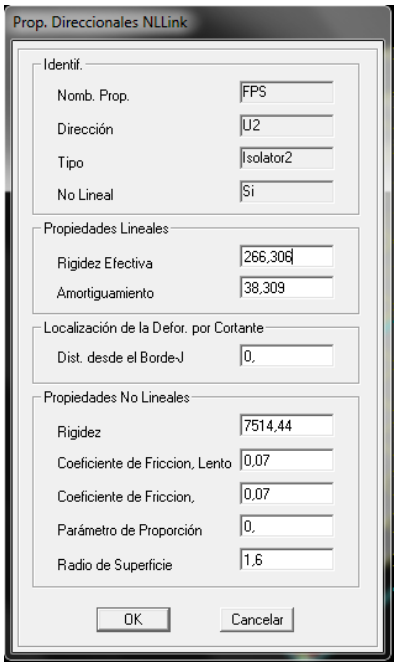


Fig. 5.21. Propiedades enlace en la dirección U2, U3 para el aislador FPS

5.3.3.1. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

En la Tabla 5.3 se resumen los datos de los períodos de participación modal que ocurren como resultado del análisis dinámico.

PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL				
Mode	Period	UX	UY	RZ
1	1,8989	94,6412	0,1076	3,3221
2	1,8256	0,2271	97,9149	0,6305
3	1,7229	3,1228	0,7583	95,3268
4	0,5062	1,9784	0,0001	0,0020
5	0,4495	0,0000	1,1969	0,0095
6	0,3813	0,0018	0,0051	0,6999
7	0,1494	0,0227	0,0000	0,0000
8	0,1318	0,0000	0,0156	0,0000
9	0,1183	0,0000	0,0000	0,0051
10	0,1106	0,0000	0,0000	0,0015
11	0,1101	0,0039	0,0000	0,0000
12	0,1074	0,0004	0,0000	0,0000

TABLA 5.3. Períodos y participación modal para el aislador FPS

Como se observa, el primer modo corresponde a un periodo de 1.90 segundos cuya participación modal de 94.64% ocurre en dirección X, por lo que se podría decir que es un modo traslacional. Como se puede observar en la figura 5.22 la estructura se traslada en sentido X a consecuencia del análisis dinámico.

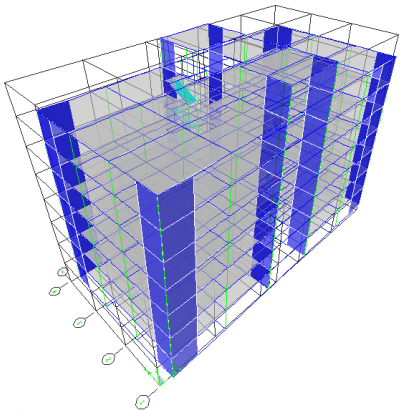


Fig. 5.22. Modo 1

El segundo modo de vibración tiene un período de 1.83 segundos con una participación modal de 97.91% que ocurre en el sentido Y, lo que se traduce en traslación en el eje Y como consecuencia del análisis dinámico.

Cabe señalar que la diferencia entre el período del primer modo es poco significativa, de modo que existe una relación entre estos períodos de 1, lo que significaría que hay una buena distribucíon en el sistema de aislación. En la figura 5.23 podemos observar cómo la estructura se desplaza en sentido Y.

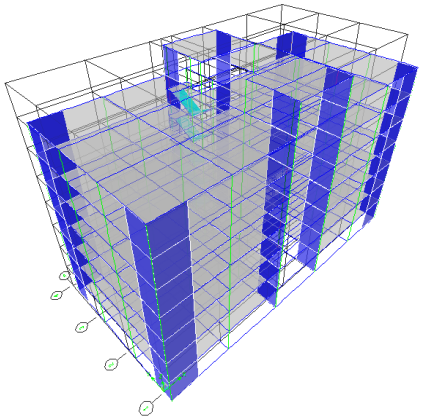


Fig. 5.23. Modo 2

Finalmente el tercer modo de vibración tiene un período de 1.72 segundos con una participación modal del 97.91% en la dirección Z.

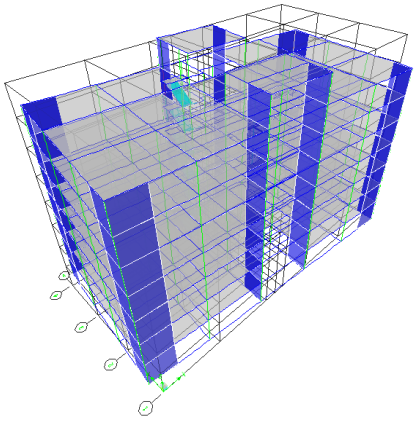


Fig. 5.24. Modo 3

La relación entre los períodos de vibración de los modos anteriodes es de 1.10 demostrando una buena distribución de los aisladores, en la figura 5.24 se observar el modo rotacional como consecuencia del espectro sismico

En la tabla 5.4 se resumen las masas participativas en el modo de mayor importancia por dirección y el período fundamental de vibración para

realizar una comparación entre la estructura convencional con cimentaciones y la estructura con aislación basal.

SISTEMA	PERIODO	UX	UY	RZ
EMPOTRADO	0,776	67,370	67,775	67,780
HDR	1,865	94,240	98,070	94,868
LBR	1,766	96,770	98,565	97,635
FPS	1,899	94,641	97,915	95,327

TABLA 5.4. Masas Participativas por Dirección

Para facilitar la interpretación de las datos expuestos en la tabla 5.4, se ha representado gráficamente la importancia de cada modo de vibrar en las respectivas direcciones de análisis, en la cual se evidencia que el uso de los aisladores sísmicos concentran la vibración de los edificios prácticamente en un solo modo por dirección.

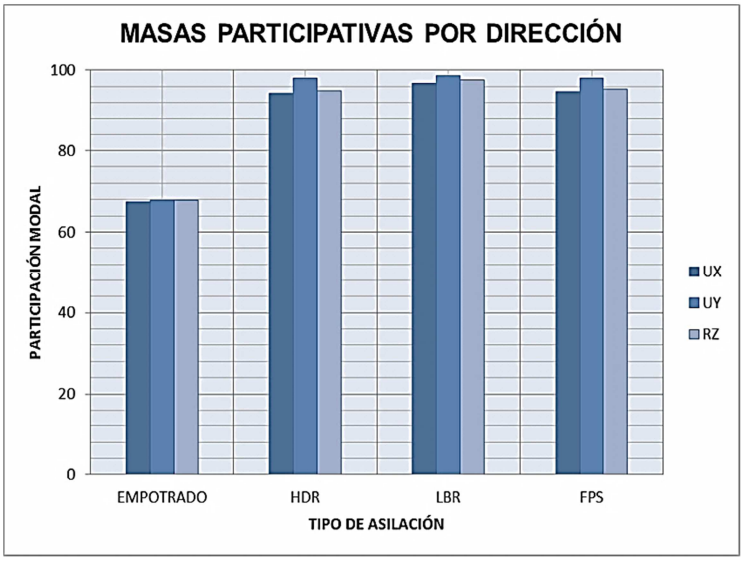


Fig. 5.25. Representación de las Masas Participativas por Dirección

En la figura 5.25 se aprecia la diferencia significativa en la participación modal de los sistemas aislados.

Al comparar la participación modal del sistema empotrado versus el sistema aislado tipo HDR, encontramos que la participación modal para el aislador HDR incrementa el 26.46% en la dirección X, el 30.29% en la dirección Y, finalmente incrementa el 27.09% en la dirección Z.

Al comparar el sistema empotrado con el sistema combinado HDR+LBR, vemos un incremento del 29.40% en dirección X, un 30.79% en dirección Y, un 29.86% en dirección Z.

Finalmente para el sistema de aislación tipo FPS, se observa un incremento de participación modal del 27.27% en dirección X, 30.14% en la dirección Y, e 27.55% para la dirección Z.

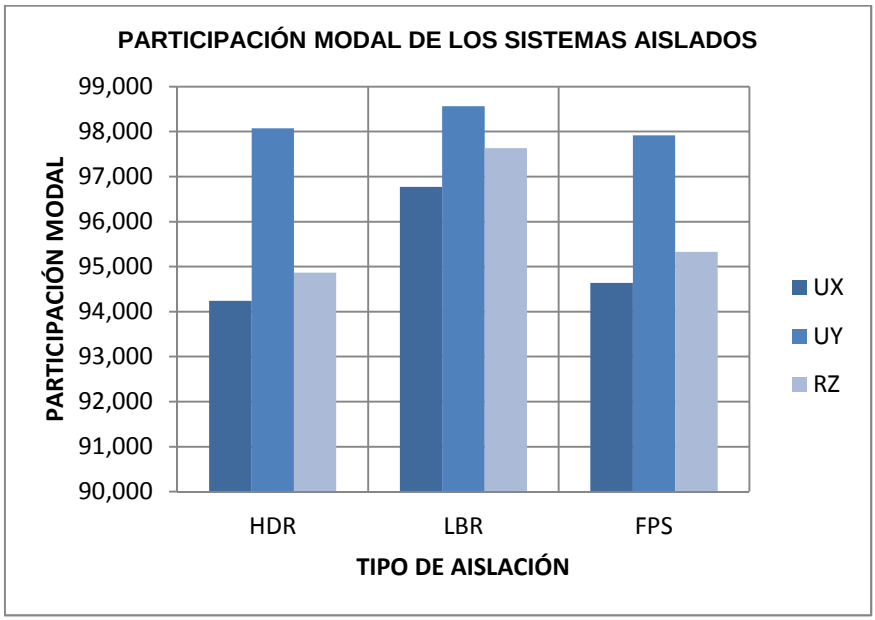


Fig. 5.26. Representación de las Masas Participativas por Dirección de los Sistemas Aislados

La figura 5.26 nos facilita la comparación entre los sistemas aislados estudiados, donde se puede apreciar que el sistema combinado HDR+ LBR tiene la mayor participación modal sobre los aisladores HDR y FPS.

Del análisis realizado se puedes decir que el sistema de aislación combinado HDR+LBR logra en forma significativa reducir los problemas de torsión que podría tener el Bloque “E” del Hospital de Ambato, el centro de rigidez de los aisladores, se debe ubicar por diseño de forma que coincida con el centro de masas del edificio. Si bien la superestructura puede sufrir torsión, el hecho de que los aisladores estén “libres” en la base puede aliviar algo de esta torsión.

Hasta este punto se ha comparado los modos de vibración y su importancia, a continuación se obtendrá resultados comparativos de los

desplazamientos, la fuerza cortante basal, aceleraciones absolutas de los aisladores.

5.4. CONTROL DE LA DISTORSIÓN DE PISO O DERIVAS

La deriva de piso es el parámetro más importante para cumplir con los objetivos de esta tesis, que es comparar el comportamiento de las distintas estructuras aisladas versus la estructura tradicional con cimentaciones.

Este parámetro se conoce como factor de ductulidad de entrepiso y se define como la relación del máximo desplazamiento en el cual se presenta la primera fluencia en alguna sección.

Para fines de un correcto diseño sísmico, se debe evitar el daño de elementos no estructurales causado por sismos moderados que puedan presentarse en la vida útil de la construcción, es por esto que la Norma Ecuatoria de la Construcción NEC11, estable desplazamientos laterales admisibles para el sismo de diseño.

$$\Delta_M = 0{,}75 * R * \Delta_E \qquad \text{(Ec.5.1.)}$$

En vista de la falta de experiencia sobre aislación sismica en nuestro país, se han considerado las experiencias de otros paises latinoamericanos, por lo que es necesario diferenciar entre el factor de reducción de fuerza sísmica (R), que se refiere al coeficiente entre el cual se divide la fuerza sísmica amplificada del espectro de aceleraciones y, el factor de reducción (FR), el cual indica el número de veces que se reduce la fuerza representativa entre la obtenida del análisis del edificio empotrado y de su versión aislada.

Con el aislamiento de los edificios se buscan reducciones mayores a 3 con el fin de evitar daño en los componentes estructurales. Dado que el factor de reducción de la fuerza sísmica R es 7 (para edificios con un sistema dual), los factores de reducción (FR) mínimos deben ser 3, de forma que combinado con el R para la superestructura, que puede ser 2,33 la superestructura resista fuerzas iguales a una convencional.

5.4.1. DERIVAS DE PISO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN HDR

La Tabla. 5.5 resume las máximas derivas de piso, que se obtienen por el espectro sísmico tanto en X como en Y, cuyos valores se obtuvieron tomanda en cuenta las consideraciones anteriores, al hacer una comparación con las derivas de piso del sistema convencional se puede decir que ocurren reducciones en las derivas de piso del sistema aislado.

DERIVAS DE PISO						
Story	**Load**	**Point**	**DriftX**	**DriftY**	**DERIVA X**	**DERIVA Y**
STORY8	SX	30	0,0044		0,0051	
STORY8	SY	16		0,0032		0,0038
STORY7	SX	41301	0,0046		0,0053	
STORY7	SY	142		0,0037		0,0043
STORY6	SX	41301	0,0046		0,0054	
STORY6	SY	142		0,0038		0,0045
STORY5	SX	27	0,0046		0,0054	
STORY5	SY	142		0,0039		0,0045
STORY4	SX	27	0,0045		0,0052	
STORY4	SY	142		0,0038		0,0044
STORY3	SX	27	0,0041		0,0048	
STORY3	SY	142		0,0035		0,0041
STORY2	SX	36-1	0,0037		0,0043	
STORY2	SY	142		0,0030		0,0035
STORY1	SX	33	0,0059		0,0069	
STORY1	SY	18		0,0048		0,0057

TABLA. 5.5. Derivas de piso del sistema aislado para al aislador HDR

5.4.2. DERIVAS DE PISO SISTEMA COMBINADO HDR+LBR

DERIVAS DE PISO						
Story	**Load**	**Point**	**DriftX**	**DriftY**	**DERIVA X**	**DERIVA Y**
STORY8	SX	30	0,0044		0,0076	
STORY8	SY	16		0,0032		0,0056
STORY7	SX	41301	0,0045		0,0079	
STORY7	SY	142		0,0037		0,0065
STORY6	SX	41301	0,0046		0,0080	
STORY6	SY	142		0,0038		0,0067
STORY5	SX	27	0,0046		0,0080	
STORY5	SY	142		0,0039		0,0068
STORY4	SX	27	0,0044		0,0077	
STORY4	SY	142		0,0038		0,0066
STORY3	SX	27	0,0041		0,0071	
STORY3	SY	142		0,0035		0,0061
STORY2	SX	27	0,0034		0,0059	
STORY2	SY	142		0,0029		0,0051
STORY1	SX	30	0,0024		0,0042	
STORY1	SY	142		0,0020		0,0035

TABLA. 5.6. Derivas de piso del sistema aislado combinado HDR y LBR

5.4.3. DERIVA DE PISO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN FPS

DERIVAS DE PISO						
Story	**Load**	**Point**	**DriftX**	**DriftY**	**DERIVA X**	**DERIVA Y**
STORY8	SX	30	0,0049		0,0085	
STORY8	SY	16		0,0036		0,0063
STORY7	SX	41301	0,0051		0,0089	
STORY7	SY	142		0,0042		0,0073
STORY6	SX	41301	0,0052		0,0091	
STORY6	SY	142		0,0043		0,0075
STORY5	SX	27	0,0052		0,0091	
STORY5	SY	142		0,0044		0,0076
STORY5	SX	139	0,0015		0,0026	
STORY5	SY	142		0,0011		0,0020
STORY4	SX	139	0,0015		0,0026	
STORY4	SY	142		0,0011		0,0020
STORY3	SX	139	0,0014		0,0024	
STORY3	SY	142		0,0011		0,0019
STORY2	SX	36-1	0,0014		0,0024	
STORY2	SY	142		0,0010		0,0017
STORY1	SX	35	0,0022		0,0039	
STORY1	SY	27		0,0018		0,0031

TABLA 5.7. Derivas de piso obtenidas de la estructura aislada tipo FPS

En la tabla 5.5 se observa las derivas de piso tanto en dirección X como en Y, que se calcularon aplicando el factor de reducción FR igual a 3, se obtuvo que las derivas de los sistemas de aislación son menores que las derivas para la estructura empotrada, por lo tanto los valores calculados de las derivas de piso son menores a las recomendadas por la normativa ecuatoriana.

5.5. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN [cm]		
TIPO DE AISLACIÓN	SISMO X	SISMO Y
HDR	7,88	8,09
HDR+LBR	7,31	7,68
FPS	6,39	6,49

TABLA 5.8. Desplazamiento del sistema de aislación

Una de las medidas representativas de un sistema estructural sujeto a fuerzas laterales, es el desplazamiento lateral de entrepiso, para evitar el daño de los elementos estructurales y no estructurales no deberían presentar grandes desplazamientos relativos.

Los valore de la tabla 5.8 representan la deformación de los diferentes sistemas de aislación, como se puede apreciar, el aislador tipo FPS presenta la menor deformación en la interfaz de aislación con un desplazamiento de 6.39 cm en dirección X debido al espectro sísmico X, y un desplazamiento de 6.49 en dirección Y debido al espectro sísmico en dirección Y.

Comparando los desplazamientos del sistema de aislación tipo HDR observamos que el desplazamiento respecto del sistema FPS se ha incrementado en 1.49 cm en X y 1.60 cm en dirección Y, datos que no representan mayor diferencia.

Comparando los desplazamientos del sistema combinado HDR+LBR respecto del sistema FPS vemos que se desplaza 0.92 cm más que el aislador FPS, en sentido X, mientras que en el sentido Y, se desplaza 1.19 cm más que el aislador tipo FPS.

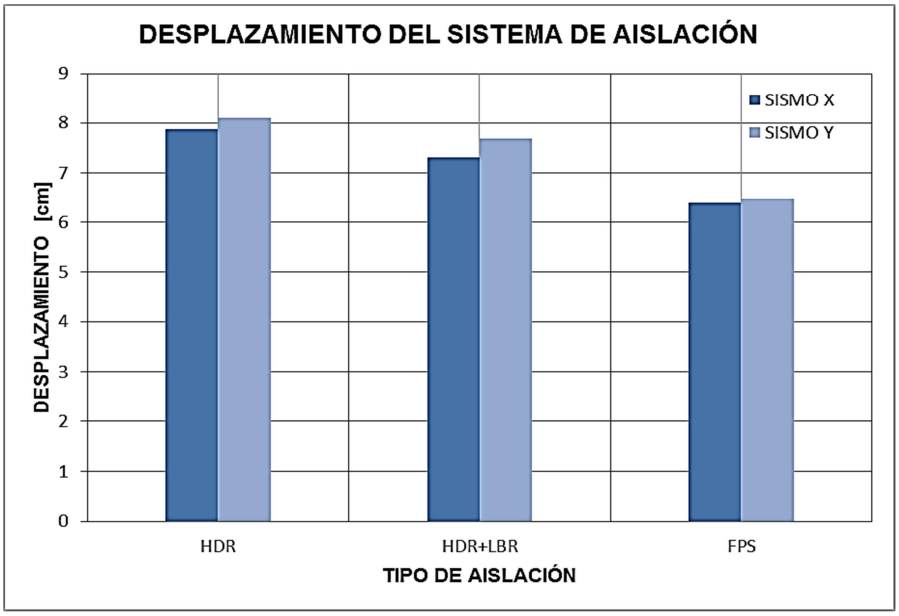


Fig. 5.27. Desplazamiento del sistema de aislación

En la figura 5.27 se representa gráficamente los desplazamientos representativos que los sistemas de aislación sufren como consecuencia del espectro sísmico en *X* e *Y*.

Al respecto de los datos expuestos, se puede ver que las deformaciones tanto en x como en y son menores a los 20 cm impuestos por lo normal.

Recordemos que para el diseño del segundo sistema de aislación, se combinó 20 HDR + 4 LRB con la finalidad de adicionar amortiguamiento al sistema de aislación y además dar mayor rigidez torsional al edificio aislado.

5.6. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Como se ha mencionado anteriormente, el control del desplazamiento de entrepiso o drift es un parámetro muy importante, ya que está relacionado de manera muy directa con el daño a los elementos estructurales y no estructurales, lo que implicaría que para evaluar la eficiencia de los sistemas aislados, estos deberían conseguir disminuir los desplazamientos relativos en la superestructura de esta forma lograr dar mayor protección a la estructura.

En la tabla 5.8.a se presentan los desplazamientos de entrepiso expresados en cm, se puede observar como el desplazamiento de la superestructura va aumentando para cada piso respecto de la base de aislación.

DESPLAZAMIENTO POR ESPECTRO SISMICO X [cm]				
PISO	EMPOTRADO	HDR	LBR	FPS
BASE	0	7,88	7,31	6,39
PISO 1	0,35	8,23	7,69	6,78
PISO 2	1,12	8,74	8,2	7,28
PISO 3	2,33	9,31	8,8	7,82
PISO 4	3,67	9,93	9,44	8,39
PISO 5	5,13	10,56	10,1	8,96
PISO 6	6,6	11,18	10,75	9,52
PISO 7	8,05	11,78	11,38	10,07

TABLA. 5.8.a. Desplazamiento relativo de la superestructura en dirección X

Como se puede apreciar, los sistemas de aislación responden de manera adecuada ya que los desplazamientos relativos son pequeños en dirección X, lo que resulta muy beneficioso para la estructura. Para facilitar la interpretación de los desplazamientos de la superestructura debido al espectro sísmico en X, se ha realizado una representación gráfica en la figura 5.28.a para facilitar la comparación entre los sistemas de aislación basal.

Es importante, notar también que los mayores desplazamientos se concentran en la interfaz de aislación.

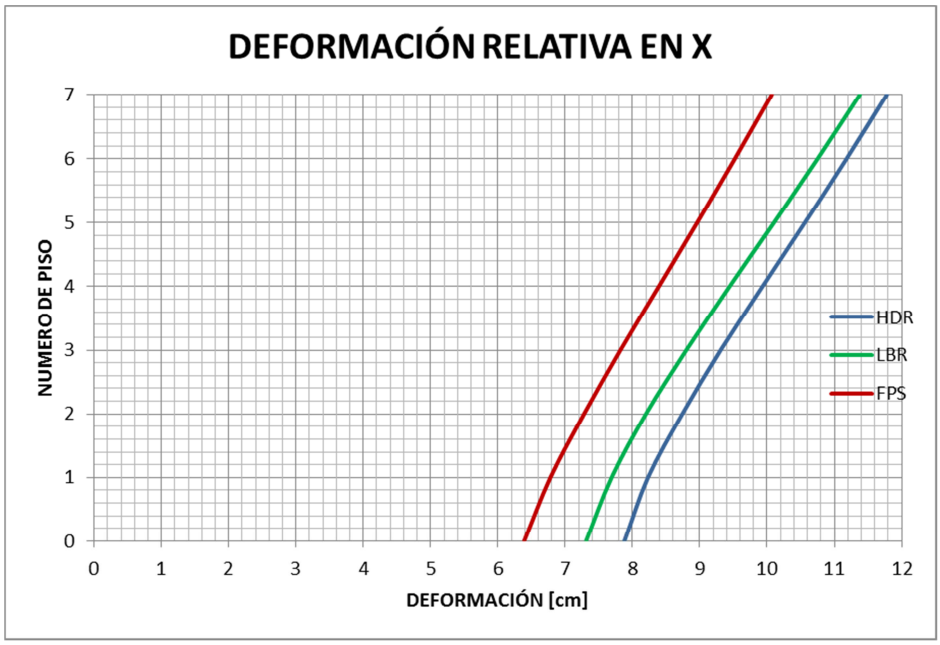


Fig. 5.28.a. Desplazamiento relativo de la superestructura en dirección X

Se aprecia claramente que el sistema de aislación tipo FPS, es el que presenta los menores desplazamientos en dirección X, pues el desplazamiento en el último piso llega a 10.07cm, el sistema combinado HDR+LBR permite un desplazamiento hasta 11.38cm, mientras que el aislador HDR permite un desplazamiento hasta 11.78 cm.

DESPLAZAMIENTO POR ESPECTRO SISMICO Y [cm]				
PISO	**EMPOTRADO**	**HDR**	**LBR**	**FPS**
PISO 0	0,00	8,09	7,68	6,49
PISO 1	0,26	8,36	7,95	6,78
PISO 2	0,87	8,73	8,34	7,14
PISO 3	1,71	9,16	8,79	7,53
PISO 4	2,66	9,6	9,26	7,94
PISO 5	3,67	10,05	9,73	8,34
PISO 6	4,67	10,48	10,19	8,72
PISO 7	5,64	10,89	10,63	9,1

TABLA. 5.8.b. Desplazamiento relativo de la superestructura en dirección Y

En la tabla 5.8.b se presentan las deformaciones de la superestructura por el espectro sísmico en Y, vemos que el aislador FPS es el que permite los menores desplazamientos de la superestructura.

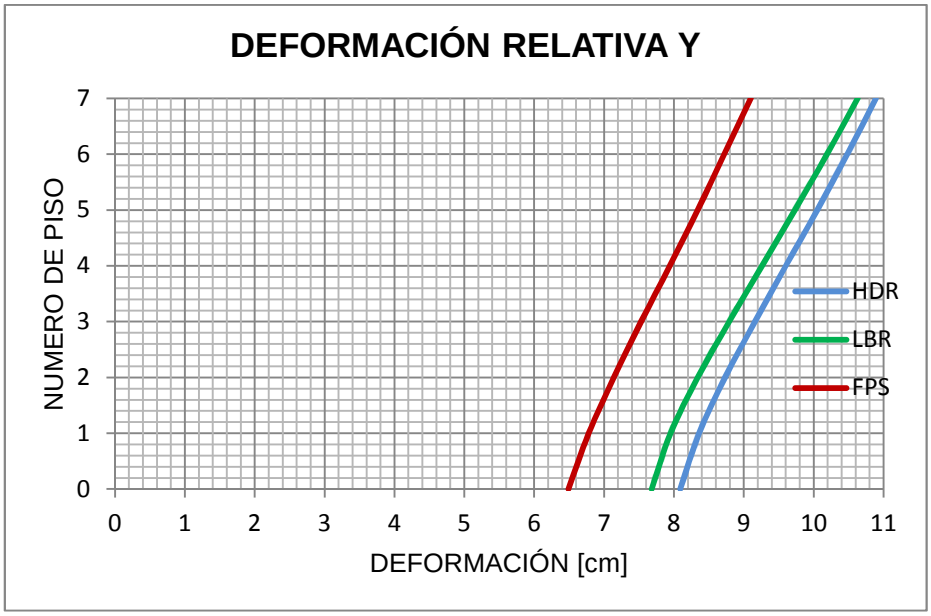


Fig. 5.28.b. Desplazamiento relativo de la superestructura en dirección Y

En la figura 5.28.b fácilmente se puede comparar los sistemas de aislación, de modo que el aislador FPS permite el desplazamiento de la estructura hasta 9.10cm en el piso más alto, el sistema combinado HRD+LBR permite un desplazamiento hasta los 10.63cm, mientras que el aislador tipo HDR permite un desplazamiento hasta los 10.89cm.

Es importante notar que los tres sistemas de aislación tienen la misma tendencia en ambas direcciones. Finalmente podemos decir que el sistema FPS es el que entrega los mejores resultado tanto en X, como en dirección Y, está claro que a mayor amortiguamiento obtenemos menores desplazamientos en todos los parámetros X e Y, como se esperaba la adición del núcleo de plomo, permitiendo una disminución de los desplazamientos relativos respecto del aislador tipo HDR, lo que también se debe a que los aisladores con núcleo de plomo fueron ubicados justo donde el sistema de aislamiento experimenta mayores desplazamientos transversales. Hablando en forma general, vemos que los valores de los desplazamiento en X son semejantes a los desplazamientos en Y, lo que significa que los tres sistemas de aislación permiten el giro de la superestructura evitando de esta manera esfuerzos torsionales innecesarios.

Para terminar con el análisis del desplazamiento relativo de la superestructura, es necesario comparar los desplazamientos del sistema FPS con los desplazamientos de la estructura empotrada.

DEFORMACIÓN RELATIVA DEL HOSPITAL DE AMBATO BLOQUE E				
PISO	ESPECTRO SISMICO X [cm]		ESPECTRO SISMICO Y [cm]	
	EMPOTRADO	FPS	EMPOTRADO	FPS
BASE	0,00	6,39	0,00	6,49
PISO 1	0,35	6,78	0,26	6,78
PISO 2	1,12	7,28	0,87	7,14
PISO 3	2,33	7,82	1,71	7,53
PISO 4	3,67	8,39	2,66	7,94
PISO 5	5,13	8,96	3,67	8,34
PISO 6	6,60	9,52	4,67	8,72
PISO 7	8,05	10,07	5,64	9,10

TABLA. 5.9. Comparación de la deformación relativa por nivel para la estructura convencional empotrada y aislada

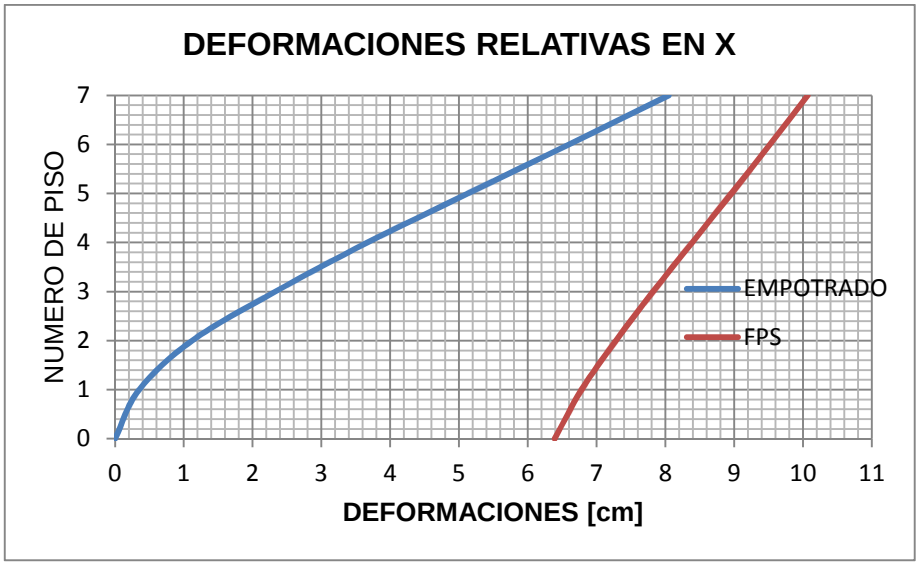


Fig. 5.29a. Desplazamiento relativo por nivel para la estructura convencional empotrada y aislada en dirección X

Al comparar los datos expuestos en la tabla 5.9 podemos apreciar que el sistema convencional empotrado tiene el menor desplazamiento en X, pues en el séptimo piso el desplazamiento llega a 8.05 cm mientras que para el sistema FPS el desplazamiento en el último piso llega a 10.07 cm. Sin embargo, el desplazamiento en la base del edifico convencional es 0,00 cm y va aumentando conforme la altura del edificio, lo cual es un comportamiento típico de este tipo de sistemas ya que de esta forma se disipa la energía entregada por el sismo, al compáralo con el sistema aislado FPS, podemos ver que en la interfaz de aislación se disipa la

mayor cantidad de la energía del sismo, es por esto que presenta un desplazamiento de 6.39 cm en la interfaz de aislación y va aumentado hasta que en el último piso el desplazamiento llega a 10.07 cm, es necesario mencionar que la superestructura se desplaza únicamente 3.29cm que técnicamente es menor al desplazamiento de la estructura tradicional.

La figura 5.29.a muestra la representación gráfica de las deformaciones relativas en X, y facilita la comparación entre el edificio convencional y el edificio aislado, de igual forma en la figura 5.29.b se puede ver las deformaciones relativas causadas por el espectro en Y.

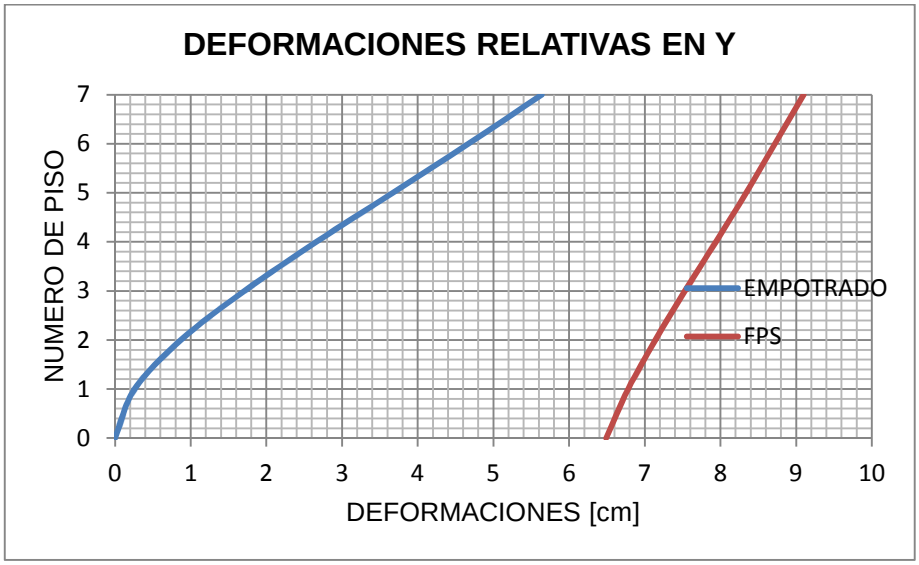


Fig. 5.29b. Desplazamiento relativo por nivel para la estructura convencional empotrada y aislada en dirección Y

Fácilmente se comprueba la eficiencia del sistema de aislación al concentrar la mayor parte de la deformación del edifico en la interfaz de aislación lo que permite una reducción de desplazamientos en la superestructura, para evidenciar lo mencionado se hará una comparación de los desplazamientos máximos de cada piso respecto de la base de la estructura de tal modo que para el caso del edificio aislado se calcula la diferencia de los desplazamientos de cada piso y el desplazamiento de la interfaz de aislación, de esta forma se obtiene los datos de la tabla 5.11

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE CADA PISO RESPECTO DE LA BASE DE LA ESTRUCTURA				
PISO	ESPECTRO SISMICO X [cm]		ESPECTRO SISMICO Y [cm]	
	EMPOTRADO	FPS	EMPOTRADO	FPS
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,35	0,39	0,26	0,29
2	1,12	0,89	0,87	0,65
3	2,33	1,43	1,71	1,04
4	3,67	2,00	2,66	1,45
5	5,13	2,57	3,67	1,85
6	6,6	3,13	4,67	2,23
7	8,05	3,68	5,64	2,61

TABLA. 5.10. Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y tradicional, sin considerar el desplazamiento en la interfaz de aislación para el aislador FPS

Según los datos expuestos en la tabla 5.10 vemos que para la estructura tradicional los desplazamiento son mayores, alcanzando 8.05 cm en X, y 5.64 cm para la dirección Y. Sin embargo para el caso de la estructura aislada los desplazamientos en el último piso se reducen notablemente, de tal forma que para el espectro X el desplazamiento llega a 3.68 cm y para el espectro en Y, tiene un desplazamiento de 2.61 cm.

Para ilustrar de mejor manera lo expuesto en el párrafo anterior, se presentan las respectivas representaciones gráficas en las figuras 5.30.a y 5.30.b.

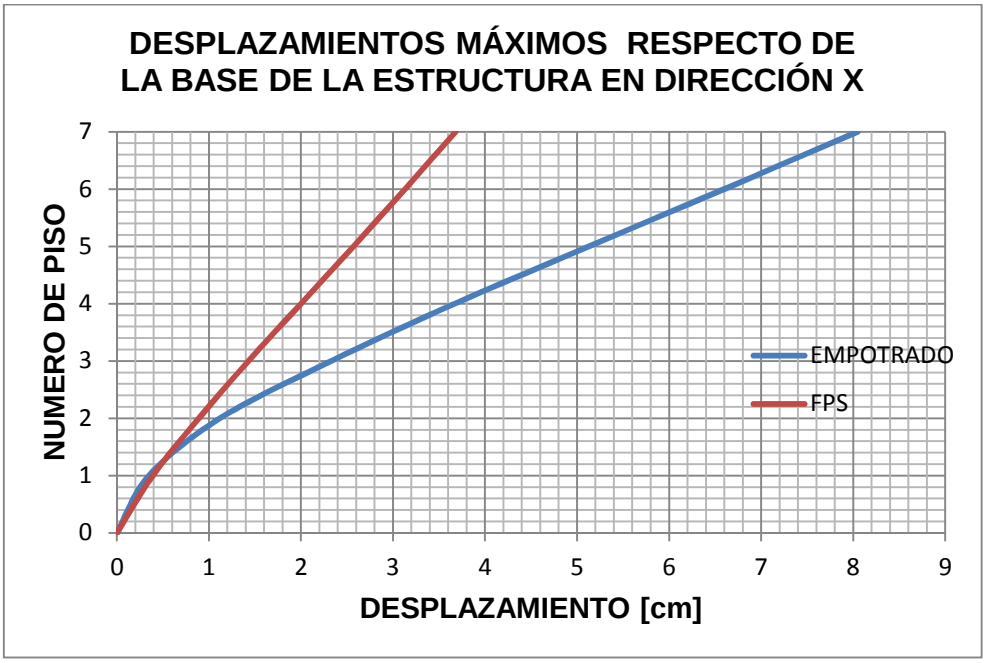


Fig. 5.30.a. Desplazamientos máximos en X de la estructura aislada y tradicional, sin considerar el desplazamiento en la interfaz de aislación para el aislador FPS.

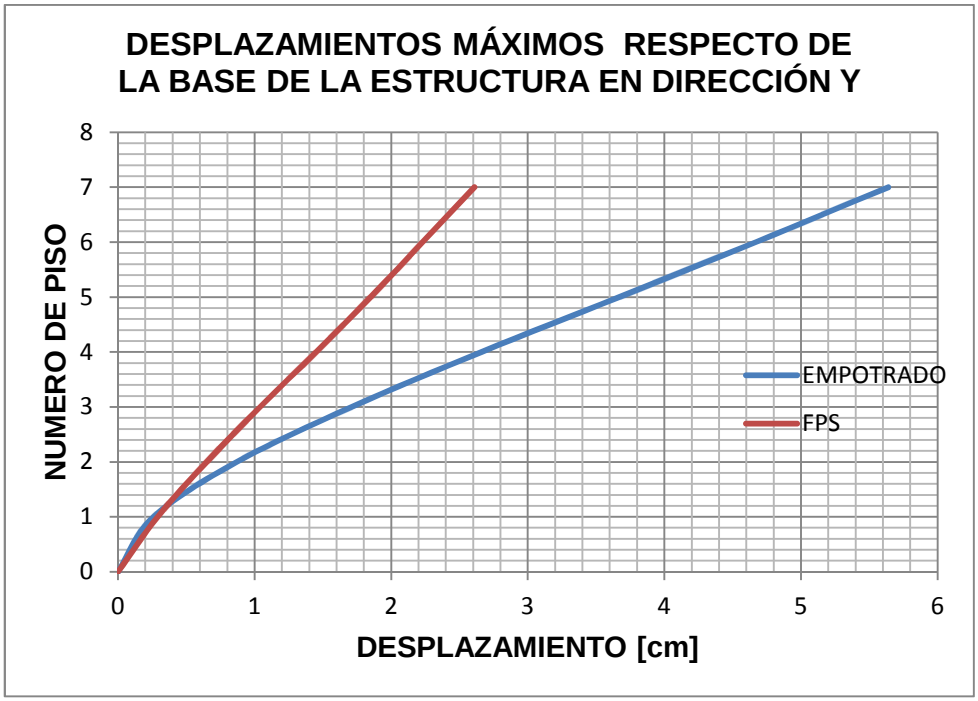


Fig. 5.30.b. Desplazamientos máximos en Y de la estructura aislada y tradicional, sin considerar el desplazamiento en la interfaz de aislación para el aislador FPS.

De esta forma, podemos evaluar gráficamente cómo el sistema de aislación tipo FPS permite una reducción importante de los desplazamientos, lo que se traduce en mayor seguridad para el sistema estructural, lo que nos lleva a obtener en factor de reducción mediante la relación entre la respuesta de la estructura tradicional y la estructura aislada.

FACTOR DE REDUCCIÓN						
NIVEL	DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
	BASE FIJA	AISLADO	FR	BASE FIJA	AISLADO	FR
1	0,4751	1,1571	0,41	0,5072	0,9240	0,55
2	1,1078	0,7187	1,54	1,0316	0,5135	2,01
3	1,5262	0,7319	2,09	1,4117	0,5665	2,49
4	1,7824	0,7681	2,32	1,6233	0,5880	2,76
5	1,9194	0,7739	2,48	1,7099	0,5859	2,92
6	1,9530	0,7691	2,54	1,7089	0,5696	3,00
7	1,9441	0,7534	2,58	1,6564	0,5486	3,02
8	1,9808	0,7046	2,81	1,5461	0,5182	2,98

TABLA. 5.11. Factor de reducción calculado con los valores de los drift de la estructura tradicional y del sistema aislado FPS.

En la tabla 5.11 se muestran los factores de reducción, tenemos que en la dirección X, el menor valor es de 0.41 con un valor máximo de 2.81, lo que significa que, en la dirección X las drift se reducen en 2.81 veces.

Para la dirección Y el valor mínimo es 0.55 mientras que el valor máximo es del orden de 3, es decir que para el sentido Y los drift se reducen 3 veces en comparación de la estructura tradicional, es importante recordar que los datos fueron obtenidos de análisis inelástico de la estructura.

De esta forma, se puede concluir que efectivamente los aisladores más flexibles, que por su mayor desplazamiento aumentan el amortiguamiento del sistema, traerán una mayor reducción del efecto sísmico

5.7. ACELERACIONES ABSOLUTAS EN LA SUPERESTRUCTURA

Las aceleraciones absolutas por piso, nos permiten evaluar el nivel de fuerzas y daños que puede sufrir el equipamiento al interior de la estructura debido a la acción de un sismo severo, este parámetro es de suma importancia debido a que el Bloque "E" del Hospital de Ambato está destinado a la sección de recuperación, cabe señalar además que unos valores de aceleración bajos ayudan a evitar el pánico entre los ocupantes del edificio.

En la tabla 5.12.a se resumen las máximas aceleraciones en X, el efecto de esta aceleración está definido por cierta uniformidad de tendencia entre los perfiles de los sistemas de aislación.

MAXIMAS ACELERACIONES ABSOLUTAS (SISMO X)			
PISO	**HDR**	**LBR**	**FPS**
7	0,1268	0,1415	0,1054
6	0,1046	0,1181	0,0846
5	0,0765	0,0876	0,0594
4	0,0473	0,0555	0,0338
3	0,0238	0,0295	0,0129
2	0,0116	0,0144	0,0012
1	0,0032	0,009	-0,0056

TABLA. 5.12.a. Comparación de aceleraciones absolutas en X en coordenada de piso, para los sistemas de aislación

Para facilitar la interpretación de los datos expuestos en la tabla 5.12.a, se ha realizado la representación gráfica, en la cual se puede observar con mayor claridad que el sistema de aislación que permite las menores aceleraciones para el caso del sismo en X, es el aislador tipo FPS.

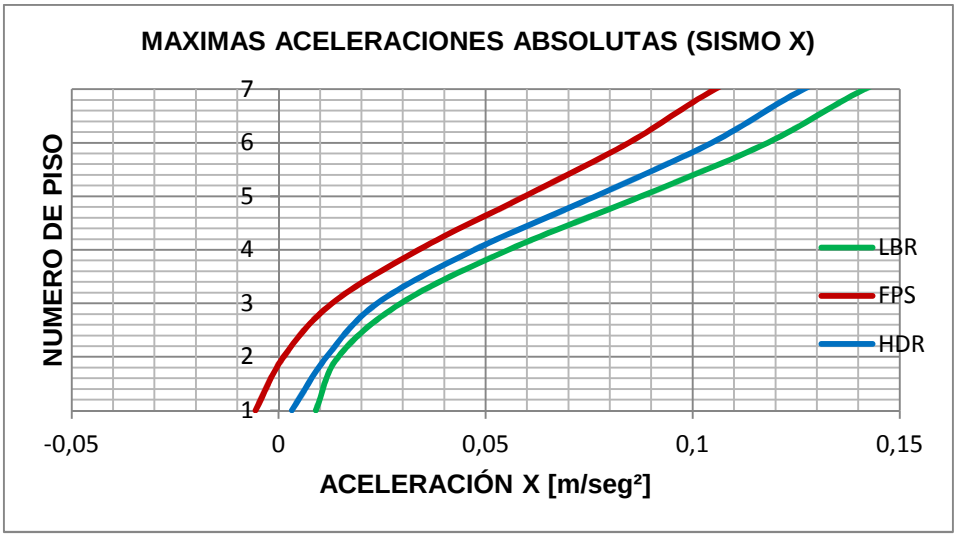


Fig. 5.31.a. Comparación de las aceleraciones absolutas en X para los sistemas de aislación

Análogamente de puede apreciar las máximas aceleraciones absolutas para en sismo en Y, en la tabla 5.12.b.

MAXIMAS ACELERACIONES ABSOLUTAS (SISMO Y)			
PISO	**HDR**	**LBR**	**FPS**
7	0,0993	0,1130	0,0831
6	0,0815	0,0957	0,0655
5	0,0612	0,0730	0,0492
4	0,0439	0,0516	0,0325
3	0,0291	0,0328	0,0185
2	0,0173	0,0200	0,0098
1	0,0097	0,0129	0,0029

TABLA. 5.12.b. Comparación de las aceleraciones absolutas en Y en coordenada de piso, para los sistemas de aislación

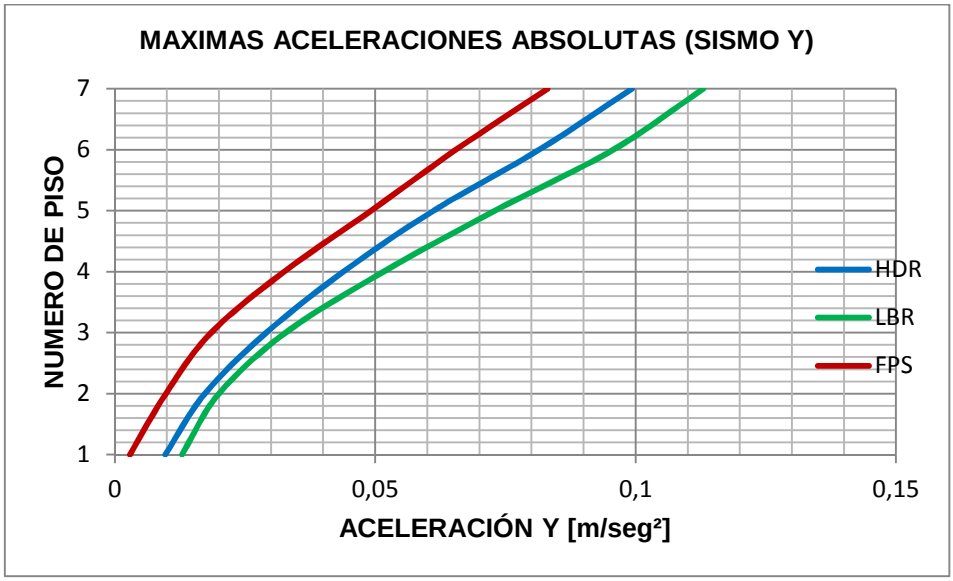


Fig. 5.31.b. Comparación de las aceleraciones absolutas en Y para los sistemas de aislación

Para una mejor interpretación de lo expuesto anteriormente se muestra la representación gráfica de las máximas aceleraciones absolutas para el sismo en Y, en la figura 5.13.b donde se aprecia que de igual forma, el sistema de aislación tipo FPS es el que permite las menores aceleraciones.

Las aceleraciones absolutas para el sismo en Y son menores que para el sismo en X, aunque en general las aceleraciones son de magnitud pequeña sin presentar mayores diferencias entre cada sistema, lo que implica que no existen importantes efectos torsionales.

Es importante notar que tanto para el sismo en X, como para el sismo en Y, el sistema combinado HDR+LBR permite mayores aceleraciones que el sistema HDR, esto se debe a la consideración de excentricidades en los espectros de respuesta considerados para el diseño.

De acuerdo con el análisis realizado, el sistema FPS en el que mejores resultados proporciona al disminuir la aceleración absoluta, es por esta razón que se va a comparar con la aceleración absoluta de la estructura convencional, para aclarar las ventajas de la implementación de este sistema de aislación.

La tabla 5.13.a muestra los valores de las aceleraciones absolutas producidas por el sismo en X, podemos ver que efectivamente el sistema de aislación tipo FPS tiene menores aceleraciones absolutas en relación con el sistema tradicional.

MAXIMAS ACELERACIONES ABSOLUTAS (SISMO X)		
PISO	**EMPOTADO**	**FPS**
7	1,4314	0,1054
6	0,6896	0,0846
5	0,5529	0,0594
4	0,5478	0,0338
3	0,4456	0,0129
2	1,0461	0,0012
1	1,0777	-0,0056

TABLA. 5.13.a. Aceleraciones absolutas en X en coordenada de piso, comprobación entre el sistema FPS y la estructura tradicional.

En la figura 5.32.a se representa las máximas aceleraciones absolutas para el sismo en X, nos muestra la notoria disminución de las

aceleraciones que el sistema FPS permite, he inclusive que existe un incremento uniforme de aceleraciones conforme aumenta el número de pisos.

Por el contrario, para el caso de la estructura tradicional vemos que la aceleración en el último piso es 1.43g, además se puede apreciar que existe una disminución de la aceleración para los pisos intermedios y un incremento en la aceleración de 0.74g para el primer piso.

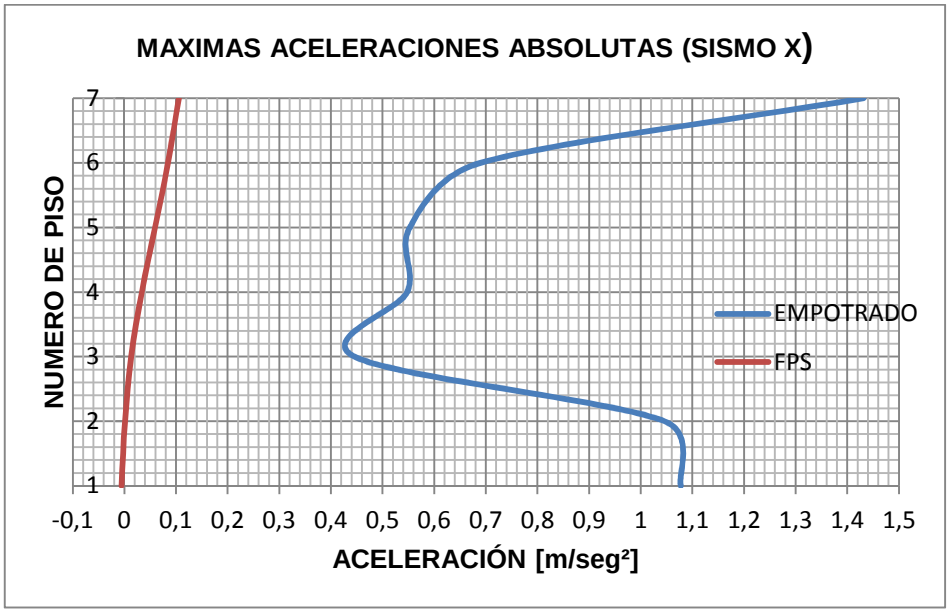


Fig. 5.32.a. Comparación de las aceleraciones absolutas en X del sistema de aislación FPS VS la estrcutura tradicional

En la tabla 5.13.b se muestran las máximas aceleraciones debidas al sismo Y, de modo que se pueda establecer una diferencia entre el sistema de aislación FPS y el sistema tradicional de aislación.

MAXIMAS ACELERACIONES ABSOLUTAS (SISMO Y)		
PISO	**EMPOTRADO**	**FPS**
7	1,4354	0,0831
6	0,8313	0,0655
5	0,6758	0,0492
4	0,517	0,0325
3	0,6061	0,0185
2	1,1143	0,0098
1	1,1636	0,0029

TABLA. 5.13.b. Aceleraciones absolutas en Y en coordenada de piso, comprobación entre el sistema FPS y la estructura tradicional.

En la figura 5.32.b se aprecia la gran efectividad del sistema de aislación FPS en relación al sistema tradicional, ya que para el caso de la estructura aislada la máxima aceleración en el último piso es de 0.08g mientras que para la estructura tradicional la aceleración en el último piso es de 1.43g.

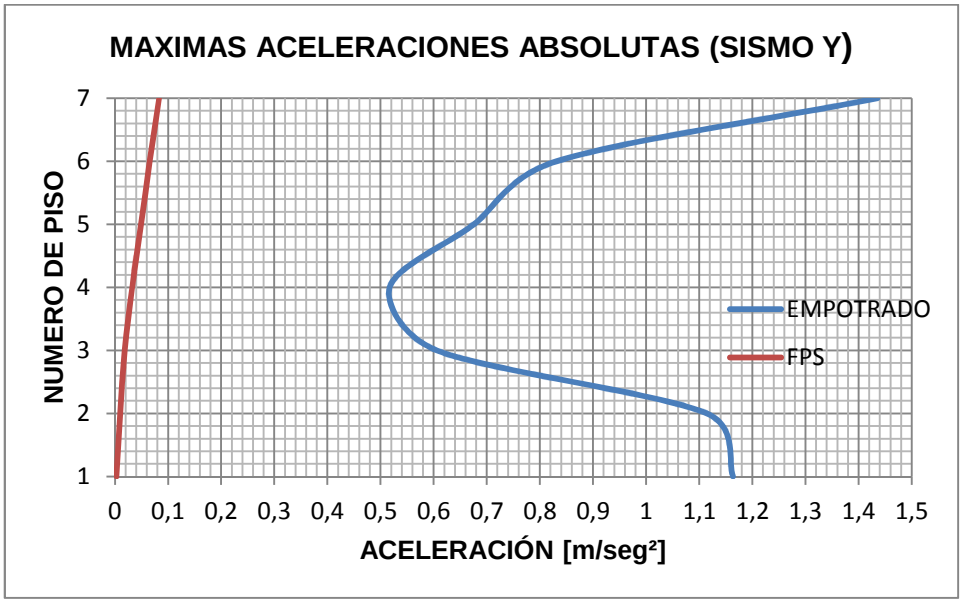


Fig. 5.32.b. Comparación de las aceleraciones absolutas en Y del sistema de aislación FPS VS la estrcutura tradicional

La aceleración absoluta disminuye para los pisos intermedios y aumenta 0.60g para el último piso.

Con lo analizado anteriormente, es suficiente para afirmar que las aceleraciones absolutas del Bloque "E" del Hospital de Ambato al implementar el sistema de aislación tipo FPS, tienen un mejor comportamiento, ya que el hecho de reducir de manera importante las aceleraciones absolutas se traduce en una reducción de los daños de la estructura misma y principalmente de los equipos y contenidos, además el hecho de que la distribución de las aceleraciones en altura resulte casi uniforme favorece la reducción de los momentos volcantes en especial de los pisos bajos.

5.8. CORTE BASAL DE LA SUPERESTRUCTURA

El cortante basal nos permite valorar los esfuerzos de los elementos estructurales, las plastificaciones de dichos elementos y por lo tanto el nivel de daño que pueden sufrir.

En la tabla 5.14 se muestran los datos correspondientes al cortante basal de los sistemas de aislación.

CORTANTE BASAL		
TIPO	**X**	**Y**
HDR	814,15	829,61
LBR	857,69	883,83
FPS	660,09	665,29

TABLA. 5.14. Respuesta al cortante basal de los sistemas de aislación.

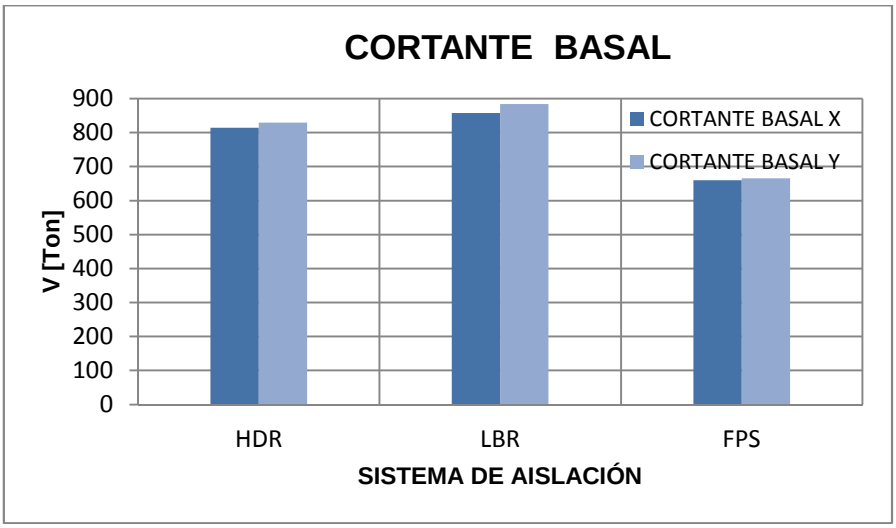


Fig. 5.33. Comparación de respuesta al cortante basal de los sistemas de aislación.

De acuerdo a lo expuesto en la figura 5.33, el sistema FPS es el que presenta el menor corte basa en las dos direcciones por lo que es el sistema más conveniente, con valores de cortante basal se 660Ton en X, y 665 Ton en sentido Y. Le sigue el sistema HDR con 814 Ton en sentido X y 830 Ton en sentido Y.

El sistema menos conveniente es el sistema mixto, ya que presenta los mayores valores de cortante basal con 858 Ton en sentido X y 884 Ton en sentido Y

Como podemos ver no existe una diferencia importante entre el sistema HDR y el sistema mixto, pero si hay un disminución importante de 154 Ton en dirección X y 164 Ton en dirección Y, respecto del sistema FPS.

Finalmente en la figura 5.34 se muestra una comparación del cortante basal entre el sistema FPS y el sistema tradicional.

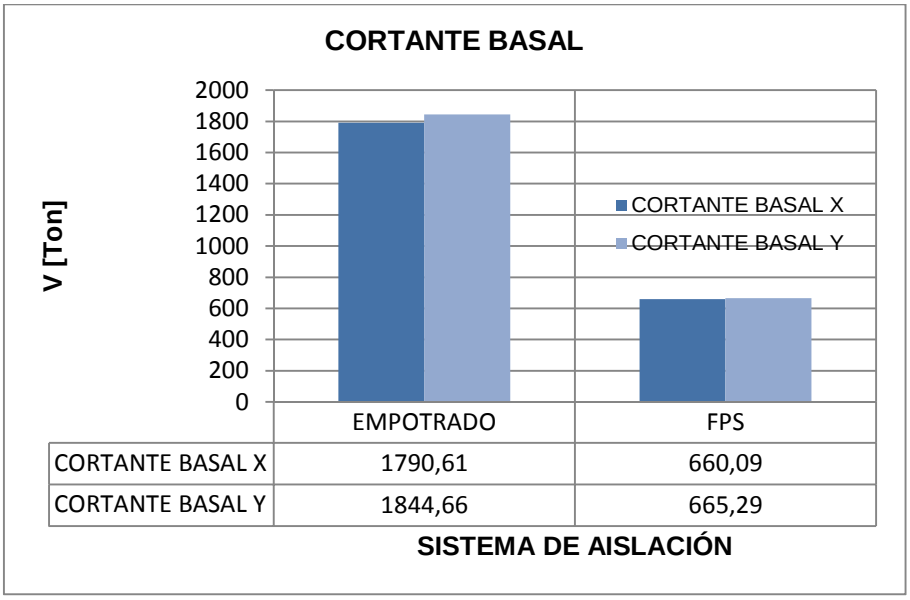


Fig. 5.34. Comparación de respuesta al cortante basal de los sistemas FPS y el sistema tradicional.

La figura 5.34 es muy ilustrativa al mostrar la importante disminución del cortante basal gracias al sistema de aislación, con una diferencia de 1130.52 Ton en dirección X es decir con un factor de reducción de 2.71 del cortante respecto de la estructura tradicional, en sentido Y existe una diferencia de 1179.37 Ton, lo que representa un factor de reducción de 2.77.

De acuerdo al análisis de períodos y participación modal, la deformación del sistema de aislación, las deformaciones relativa de la superestructura, la aceleración absoluta y finalmente el cortante basal, los resultados en todos los análisis dicen que el sistema FPS es el que garantiza el mejor comportamiento de la estructura, avalando de este modo una disminución notable de los daños a los elementos estructurales y no estructurales, e inclusive salvaguardar vidas humanas.

5.9. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

El objetivo del diseño es presentar de forma práctica las diferencias entre un diseño convencional y un diseño con un sistema aislado. Con este propósito se buscó una estructura que fuera regular, de forma de no complicar innecesariamente el diseño.

Además, se eligió una estructura para la cual los beneficios de la aislación fueran evidentes en la etapa de análisis.

Una estructura aislada tendrá por lo general las características mencionadas en el párrafo anterior, pero su diseño se habrá realizado con otra filosofía, así, debe notarse las salvedades que se tomarán para nuestro diseño:

a. El edificio original forma parte de un complejo y está rodeado de otros bloques. Sin embargo, una estructura aislada requiere de desplazamientos importantes para funcionar, lo que hace muy difícil la interconexión entre varios bloques. El diseño convencional prefiere separar plantas arquitectónicas irregulares en bloques regulares, dado que esto disminuye la incertidumbre de su comportamiento y mejora la regularidad, por otro lado, también facilita el proceso constructivo. Sin embargo, si los edificios se hubiesen diseñado con aislación en mente, se habría preferido bloques más grandes de forma que se reduzca la esbeltez.

b. Los edificios convencionales requieren de gran rigidez para satisfacer los desplazamientos de la Norma, mientras que los aislados requieren de rigidez para garantizar una buena diferencia entre los periodos naturales, la reducción de las fuerzas reducen los desplazamientos de forma que por lo general se cumplen fácilmente las derivas máximas impuestas por la Norma.

c. Los edificios convencionales pueden concentrar su rigidez en pocos elementos, mientras que en los aislados se prefiere una rigidez mejor distribuida para repartir las solicitaciones sísmicas

entre la mayor cantidad de aisladores posible y así conseguir un diseño más eficiente.

Para el diseño del edificio aislado se utilizó el espectro de diseño inelástico como se especificó en la sección 3.5.6.1 con todas las consideraciones pertinentes, aunque algunas normativas tienen consideraciones para las estructuras con aislación basal como la reducción del espectro de respuesta, en este caso mantendremos el espectro original, debido al nivel de incertidumbre que se incluiría en el diseño por parámetros que no se ajustan a la realidad del Ecuador.

Las combinaciones de carga fueron establecidas de acuerdo a las especificaciones del NEC11. El diseño de edifico aislados se realizó considerando el sistema de aislación FPS por presentar las condiciones más favorables según el análisis anteriormente realizado.

Se realizó una reducción de las secciones estructurales que oscila entre 30-35% siempre comprobando el correcto funcionamiento del modelo realizado, y de igual forma una reducción en las cantidades de refuerzo, lo que representa una disminución en el costo de la estructura que se analizará en el siguiente capítulo.

ACERO DE REFUERZO				
COLUMNAS TIPO				
PISO	DIMENSIONES cm	ÁREA cm²	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA AL CORTE
1	80X50	71,74	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	64,24	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
2	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	40,56	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
3	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	34,96	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
4	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	30,25	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
5	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	30,25	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
6	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	30,25	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
7	80X50	64	12 Ø 25	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30
	80X50	30,25	12 Ø 22	Ø 10 @ 0.15 Y 0.30

TABLA. 5.15.a. Cuantías de las columnas del edificio aislado

En la tabla 5.15.a se muestran las secciones de los elementos estructurales por piso y su respectiva armadura longitudinal y armadura al corte.

ACERO DE REFUERZO						
VIGAS TIPO						
PISO	DIMENSION	armadura superior	armadura inferior	armadura superior	armadura inferior	ARMADURA AL CORTE
	cm	cm²	cm²			
1	40X60	21,82	17,32	4 Ø 20	6 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
2	40X60	19,83	17,31	6 Ø 25	5 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
3	40X60	20,87	17,31	6 Ø 25	6 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
4	40X60	20,97	17,31	6 Ø 25	6 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
5	40X60	21,01	17,31	5 Ø 25	5 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
6	40X60	20,98	17,31	5 Ø 25	5 Ø 25	Ø 10 @ ,10 y ,20
7	40X60	11,36	7,37	5 Ø 25	5 Ø 20	Ø 10 @ ,10 y ,20

TABLA. 5.15.b. Cuantías de las vigas del edificio aislado

En la figura 5.15.b se resume el acero de refuerzo de las vigas por piso, especificando la armadura superior, inferior y la armadura la corte.

CAPITULO VI

6. ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DEL BLOQUE “E” DEL HOSPITAL DE AMBATO

6.1. ANTECEDENTES GENERALES

Éste capítulo pretende cuantificar los costos de construcción del Bloque “E” del Hospital de Ambato, tanto del modelo tradicional como del modelo aislado, de tal forma, que se pueda obtener las diferencias de ambos sistemas y determinar cuál de estos sistemas es más ventajoso desde el punto de vista económico para complementar el objetivo de esta tesis.

Partiendo de los costos económicos de los daños producidos por sismos en edificios, estudiado en el capítulo I, para el análisis comparativo se va a considerar los costos directos e indirectos.

Para determinar los costos directos, se considerará el costo del edificio propiamente dicho y para el caso del edificio aislado se añade el costo del aislador, anclaje, conexiones flexibles, pedestales. Adicionalmente para el edificio aislado se realizó una reducción del 35%, de las secciones de las vigas y 33% en las secciones de columnas con respecto al edificio convencional, además se ha proyectado un subsuelo para mantenimiento de los aisladores.

Los costos indirectos, se obtienen a partir de los costos de reparación por daños estructurales y no estructurales que se pueden presentar después de un movimiento sísmico. En los siguientes párrafos se presentan experiencias de otros países que han implementado aislación de base y que continúan desarrollando esta técnica.

De acuerdo a observaciones registradas en los últimos grandes terremotos, en especial el ocurrido en Japón en marzo del 2011, donde se puso a prueba una gran cantidad de edificios con sistemas de protección sísmica, con lo cual se puede concluir que los sistemas de protección han tenido un rendimiento sobresaliente. Un caso emblemático es el Teaching Hospital de la Universidad de South California (USC), en los Ángeles

(EEUU), construido sobre 81 apoyos elastoméricos y 68 aisladores con núcleo de plomo, que ubicado a 36 kilómetros del epicentro del terremoto de Northbridge (1994) no sufrió daños estructurales ni en sus contenidos y pudo continuar operando.

En esta estructura, que se encuentra totalmente instrumentada, el sistema de aislación permitió reducir en un 75% las aceleraciones de campo libre. En comparación, un hospital ubicado en las cercanías del hospital de USC, no pudo seguir operando y sufrió daños cercanos a los 400 millones de dólares.

De manera similar, durante el terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010, se pudo observar que las escasas estructuras del país con protección sísmica se comportaron de buena manera, registrando daños incipientes en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. No obstante, se debe mencionar que ninguna de estas estructuras se ubicaba en las cercanías del epicentro.

6.2. COSTOS TOTALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL VS EL EDIFICIO AISLADO

A continuación se determinan los costos totales tanto del edificio convencional como los costos totales del edificio aislado, realizando el procedimiento simultáneamente para facilitar la comparación de resultados.

6.2.1. COSTOS DIRECTOS

Los costos directos se han obtenido de la información presente en los planos estructurales, calculando los volúmenes de obra de ambas opciones con los precios unitarios tomados de la revista de la Cámara de la Construcción de Quito.

Para el caso de la estructura tradicional se toman los valores de la estructura propiamente dicha, sin embargo para la evaluación económica de la estructura aislada se debe tener presente una serie de costos que

dependen del tipo de aislación que se instale y de las características de cada proyecto.

Mencionando detalladamente estos costos serían: costos de los aisladores, costo del proyecto de aislación, costo de instalación (insertos, anclajes, etc.), costos de protección al fuego de los dispositivos (en caso que se requiera), costo del sistema de conectores flexibles en las instalaciones y juntas de dilatación, costos de mantención e inspección, costo de proveer un espacio físico adicional para la instalación de los aisladores, entre otros.

Es importante aclarar que los puntos de acceso al edificio típicamente están fijos a la superestructura, y deslizan sobre la estructura bajo el nivel de aislación o suelo. Es posible disponer deslizadores para permitir los movimientos horizontales, igualmente los ductos, canalizaciones, tuberías, y otros sistemas distribuidos que cruzan la interfaz de aislación, deben ser diseñados de manera de acomodar los movimientos horizontales de la interfaz de aislación. Para ello, deben utilizarse conexiones flexibles o sistemas de articulaciones, sin embargo de acuerdo a los resultado del capítulo anterior, el apoyo de péndulo simple que presentó el mejor comportamiento estructural, tiene una pequeña altura lo cual podría ser ventajoso para algunas instalaciones.

No es común reducir los costos iniciales de las estructuras con sistemas de protección sísmica, no obstante en el caso de aislamiento sísmico es posible generar algún grado de aligeramiento de la estructura sismorresistente. De todas formas, el objetivo principal de los dispositivos de protección sísmica es mejorar la respuesta y seguridad sísmica de las estructuras. En general la inversión inicial en una estructura con sistemas de protección sísmica suele ser mayor que una estructura convencional. No obstante, la reducción de la probabilidad de daño estructural y no estructural durante un evento sísmico severo en la vida útil de la estructura compensa la inversión inicial.

VOLUMENES DE OBRA DEL BLOQUE "E" DEL HOSPITAL DE AMBATO			
DESCRIPCIÓN	UNIDADES	CONVENCIONAL	AISLADO
EXCAVACIÓN			
excavación con máquina	m3	2830,83	6778,04
excavación a mano	m3	55,3	55,3
ENCOFRADOS			
encofrados cimentaciones	m2	587,28	365,6
encofrados columnas y diafragmas	m2	4288,93	4194,05
encofrados vigas	m2	4154,42	4235,92
encofrados muros	m2		536,09
encofrados losas	m2	7885,8	7885,8
encofrados escaleras	m2	79,86	81,9
HORMIGÓN			
hormigón cimentaciones	m3	717,7	110
escaleras N-3,96 N+0,00			35,4
muro			145,4
columnas y diafragmas	m3	807,48	
columnas escalera de emergencia	m3	103,2	106,82
losa -3,06	m3		168,4
losa +0,00	m3	238,5	233,31
losa +3,96	m3	238,5	233,31
losa +7,92	m3	245,5	238,35
losa +11,88	m3	261,86	263,15
losa +15,84	m3	261,86	263,15
losa +19,80	m3	249,1	240,33
losa +23,76	m3	249,1	240,33
losa +27,72	m3	246,5	240,82
losa +31,72	m3	29,3	25,84
losa casa de máquina	m3	249,5	249,5
losa escalera de emergencia	m3	9,5	7,8
escaleras tipo	m3	18,6	22,7
escaleras de emergencia	m3	6,9	6,9
ACERO DE REFUERZO			
hormigón cimentaciones	kg	66926,9	6873,1
escaleras N-3,96 N+0,00	kg		3309,9
muro	kg		10183
columnas y diafragmas	kg	329005,8	132888,5
columnas escalera de emergencia	kg	40764,3	18592,8
losa -3,06	kg		39628,6
losa +0,00	kg	24791,0	25336,1
losa +3,96	kg	24791,0	25336,1
losa +7,92	kg	27725,5	25662,8
losa +11,88	kg	36549,1	26788,9
losa +15,84	kg	36549,1	26788,9
losa +19,80	kg	35577,8	25551,7
losa +23,76	kg	35577,8	25551,7
losa +27,72	kg	30382,3	22350,6
losa +31,72	kg	3436,6	3178,8
losa casa de máquina	kg	22797,3	22797,3
losa escalera de emergencia	kg	1283,2	612,9
escaleras tipo	kg	3604,8	2536,2
escalera de emergencia	kg	1048,8	867
ASISLADORES Y ELEMENTOS			
aislador LBR	u		40

TABLA. 6.1. Cantidades de volúmenes de obra, para el modelo tradicional y aislado.

VOLUMENES DE OBRA DEL EDIFICO CONVENCIONAL						
DESCRIPCIÓN	UNID	CANTIDAD		P. UNITARIO	COSTO	
		TRADICIONAL	AISLADO		TRADICIONAL	AISLAD0
EXCAVACIÓN						
excavación con máquina	m3	2830,83	6778,04	4,69	13276,59	31789,01
excavación a mano	m3	55,30	55,30	6,86	379,36	379,36
ENCOFRADOS						
encofrados cimentaciones	m2	587,28	365,60	18,29	10741,35	6686,82
encofrados columnas y diafragmas	m2	4288,93	4194,05	27,96	119918,48	117265,64
encofrados vigas	m2	4154,42	4235,92	27,96	116157,58	118436,32
encofrados muros	m2		536,09	27,96		14989,08
encofrados losas	m2	7885,80	7885,80	27,96	220486,97	220486,97
encofrados escaleras	m2	79,86	81,90	27,96	2232,89	2289,92
HORMIGÓN						
hormigón cimentaciones	m3	717,70	130,70	89,5	64234,15	11697,65
escaleras N-3,96 N+0,00			35,40	89,5		3168,30
muro			145,40	89,5		13013,30
columnas y diafragmas	m3	807,48	741,36	89,5	72269,46	66351,72
columnas escalera de emergencia	m3	103,20	106,82	89,5	9236,40	9560,39
losa -3,06	m3		168,4	89,5		15071,80
losa +0,00	m3	238,50	233,31	89,5	21345,75	20881,25
losa +3,96	m3	238,50	233,31	89,5	21345,75	20881,25
losa +7,92	m3	245,50	238,35	89,5	21972,25	21332,33
losa +11,88	m3	261,86	263,15	89,5	23436,47	23551,93
losa +15,84	m3	261,86	263,15	89,5	23436,47	23551,93
losa +19,80	m3	249,10	240,33	89,5	22294,45	21509,54
losa +23,76	m3	249,10	240,33	89,5	22294,45	21509,54
losa +27,72	m3	246,50	240,82	89,5	22061,75	21553,39
losa +31,72	m3	29,30	25,84	89,5	2622,35	2312,68
losa casa de máquina	m3	249,50	249,5	89,5	22330,25	22330,25
losa escalera de emergencia	m3	9,50	7,8	89,5	850,25	698,10
escaleras tipo	m3	18,60	22,7	89,5	1664,70	2031,65
escaleras de emergencia	m3	6,90	6,9	89,5	617,55	617,55
ACERO DE REFUERZO						
cimentaciones	kg	66926,90	6873,10	1,21	80981,55	8316,45
escaleras N-3,96 N+0,00	kg		3309,90	1,21		4004,98
muro	kg		22402,60	1,21		27107,15
columnas y diafragmas	kg	329005,80	132888,50	1,21	398097,02	160795,09
columnas escalera de emergencia	kg	40764,30	18592,80	1,21	49324,80	22497,29
losa -3,06	kg		39628,60	1,21		47950,61
losa +0,00	kg		25336,1	1,21		30656,68
losa +3,96	kg	24791,00	25336,1	1,21	29997,11	30656,68
losa +7,92	kg	27725,50	25662,8	1,21	33547,86	31051,99
losa +11,88	kg	36549,10	26788,9	1,21	44224,41	32414,57
losa +15,84	kg	36549,10	26788,9	1,21	44224,41	32414,57
losa +19,80	kg	35577,80	25551,7	1,21	43049,14	30917,56
losa +23,76	kg	35577,80	25551,7	1,21	43049,14	30917,56
losa +27,72	kg	30382,30	22350,6	1,21	36762,58	27044,23
losa +31,72	kg	3436,60	3178,8	1,21	4158,29	3846,35
losa casa de máquina	kg	22797,30	22797,3	1,21	27584,73	27584,73
losa escalera de emergencia	kg	1283,20	612,9	1,21	1552,67	741,61
escaleras tipo	kg	3604,80	2536,2	1,21	4361,81	3068,80
escalera de emergencia	kg	1048,80	867	1,21	1269,05	1049,07
ASISLADORES Y ELEMENTOS						
aislador LBR	u		40	5000	0	200000
				TOTAL	1677390,235	1586983,58

TABLA. 6.2. Resumen de costos directos del Bloque "E" de Hospital de Ambato, tradicional vs aislado.

En la tabla 6.1 se resumen las cantidades de volúmenes de obra correspondientes a excavación, encofrados, hormigón, acero de refuerzo y finalmente el sistema de aislación de base, tanto para el modelo tradicional como para el modelo aislado del Bloque “E” del Hospital de Ambato.

En la tabla 6.2 se resumen dos costos directos de modelo tradicional y aislado para el Bloque “E” del Hospital de Ambato.

El costo de los aisladores que se ha estimado según el costo en Chile (donde ya se han introducido al mercado), es aproximadamente de 5 mil dólares por aislador ó 200 mil por todo el sistema de aisladores.

No obstante, este es el costo directo al momento de construcción mientras que a lo largo de la vida de la estructura también se deberá considerar un costo de mantenimiento.

Por otro lado, también se deben notar los puntos a favor del uso de aisladores y si bien esta tesis no contempla el análisis de costos a largo plazo, especialmente por lo difícil que es cuantificar muchos de ellos, se tiene que mencionar que durante la vida útil del edificio ocurrirán por lo menos un sismo de magnitudes importantes.

El costo directo de la estructura aislada es menor al costo directo de la estructura tradicional en un porcentaje del 5%, que es un porcentaje bajo, esto se debe a la disminución de las secciones de hormigón y las cantidades de acero de refuerzo, cabe señalar que estas reducciones se han realizado sin afectar el buen comportamiento estructural de la edificación.

Finalmente, en términos monetarios, la estructura aislada permite un ahorro de 90 406.66 USD, en relación a la estructura convencional

6.2.2. COSTOS INDIRECTOS

Dado que los sistemas de aislación sísmica, evitan los efectos más perjudiciales que se producen en la estructura como consecuencia de un

sismo, los costos indirectos del edificio aislado, representan las principales ventajas económicas al compararlas con el edificio convencional.

Los costos indirectos se obtienen a partir de parámetros representativos y cuantificables como son: los costos por daño y reparación de la estructura, los costos y pérdidas en los contenidos del edificio y el lucro cesante, para dicho fin se utiliza una curva de vulnerabilidad para estructura de muros de hormigón armado calibrada a partir del terremoto del 3 de marzo de 1985, ocurrido en Viña del Mar. Las curvas de fragilidad dan una idea muy clara del comportamiento de una estructura ante una acción sísmica que representan la probabilidad de que la respuesta exceda (para el presente caso), una determinada distorsión de piso. Con las curvas de fragilidad se obtiene una probabilidad de daño para un valor dado de deformación de piso.

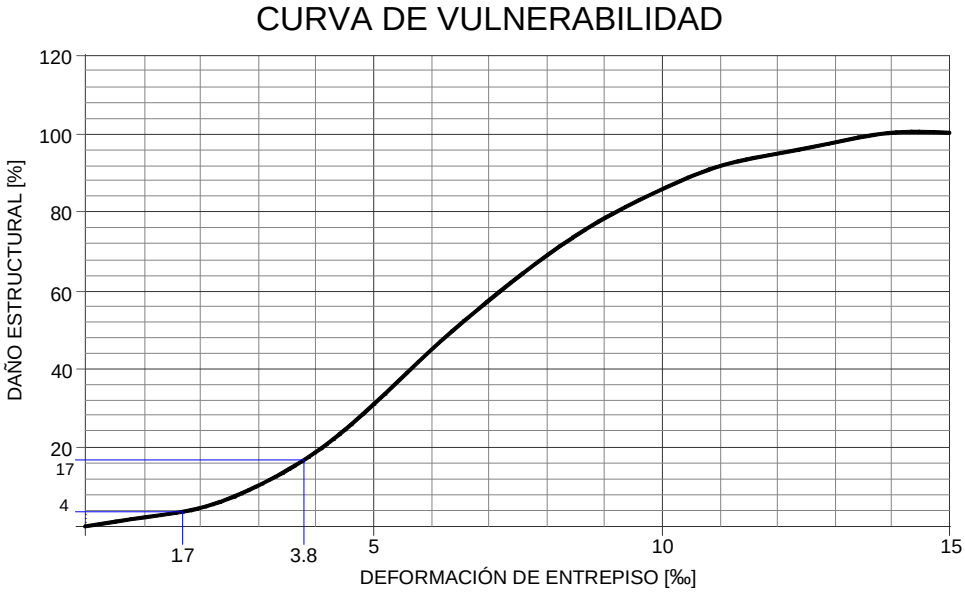


Fig. 6.1. Curva de Vulnerabilidad para una estructura de hormigón armado calibrada a partir de lo ocurrido en Viña del Mar en el terremoto del 3 marzo de 1985, y aplicada al Bloque "E" del hospital de Ambato, Convencional y Aislado.

Partiendo de los valores de las derivas de piso expuestos en los capítulos anteriores, tenemos que la distorsión máxima de piso para el edificio convencional es de 3.8 ‰, que se da en dirección X, para el edificio aislados la máxima distorsión de piso es de 1.7‰, también en dirección X.

Se encontró que la vulnerabilidad sísmica para el edificio convencional en un 17%, que representa el porcentaje de daño estructural que tendría el edificio. Para el edificio aislado el porcentaje de daño estructural sería 4%. El análisis de costos por daño y reparación de la estructura se muestra en la tabla 6.3

COSTO DEBIDO AL DAÑO ESTRUCTURAL		
MODELO	TRADICIONAL	AISLADO
INVERSIÓN	1677390,23	1586983,58
DRIFT [‰]	3,80	1,70
DAÑO [%]	17	4
COSTO POR DAÑO	285156,34	63479,34
COSTO TOTAL	**1962546,57**	**1650462,92**

TABLA. 6.3. Costos por daños a la estructura del Bloque "E" del Hospital de Ambato.

Considerando como inversión los costos directos y el porcentaje de daño respectivo, se obtiene que para el caso del modelo tradicional, los costos por daños estructurales son mayores en un 19% respecto de la estructura aislada. De igual forma se va a evaluar los costos y pérdidas de los contenidos del edificio, estimando el daño de los contenidos proporcional al daño estructural, para lo que se asume que el contenido del Bloque "E" del Hospital de Ambato tiene un valor de 75 USD/m^2, el análisis de costos por pérdidas y daños en contenidos se muestran en la tabla 6.4.

Los costos por daños en contenidos del Bloque "E" del Hospital de Ambato, para el caso del modelo tradicional el costos es mayor en 12,5% respecto del modelo aislado.

COSTOS POR DAÑOS EN CONTENIDOS DEL EDIFICIO		
MODELO	TRADICIONAL	AISLADO
ÁREA	950,40	950,40
VALOR	75,00	75,00
INVERSIÓN	71280,00	71280,00
DAÑO [%]	17	4
COSTO POR DAÑO	12117,60	2851,20
COSTO TOTAL	**83397,60**	**74131,20**

TABLA. 6.4. Costos por daños en contenidos del Bloque "E" del Hospital de Ambato.

Finalmente en la tabla 6.5 se presentan los costos totales del Bloque "E" del Hospital de Ambato suponiendo que el edificio ha sufrido un sismo severo, de antemano sabemos que el porcentaje de daño estructural disminuyó 13% para el modelo aislado.

RESUMEN DE COSTOS DEL BOQUE "E" DEL HOSPITAL DE AMBATO						
MODELO	COSTO DIRECTO	COSTO INDIRECTO		COSTOS TOTALES		**TOTAL COSTOS**
		daño estructural	daños contenidos	costo directo	costo indirecto	
tradicional	1677390,24	1962546,57	83397,60	1677390,24	2045944,17	**3723334,41**
aislado	1586983,58	1650462,92	74131,20	1586983,58	1724594,12	**3311577,70**

TABLA. 6.5. Costos Totales del Bloque "E" del Hospital de Ambato.

En la tabla 6.5 se puede observar con claridad la importancia de los costos indirectos que se tienen en la edificación, ya que para el caso del Bloque "E" del Hospital de Ambato, estos costos son inclusive mayores que los costos directos, de tal forma que para el caso del edificio tradicional los costos indirectos totales son 22% mayores que los costos directos totales; mientras que para el edificio aislados, los costos indirectos son 8,7% mayores que los costos directos totales.

Analizando los costos totales, se aprecia que la estructura aislada resulta más económica que la estructura tradicional en un porcentaje de 12%, podemos ver las ventajas económicas que ofrece este sistema de aislación basal al aprovechar las ventajas de aislación desde el punto de vista de la respuesta estructural, como se ha tratado de demostrar en este proyecto de tesis, para dilucidar lo mencionado se representa en la figura 6.2 los costos totales del Bloque "E" del Hospital de Ambato, resumidos en la tabla 6.5.

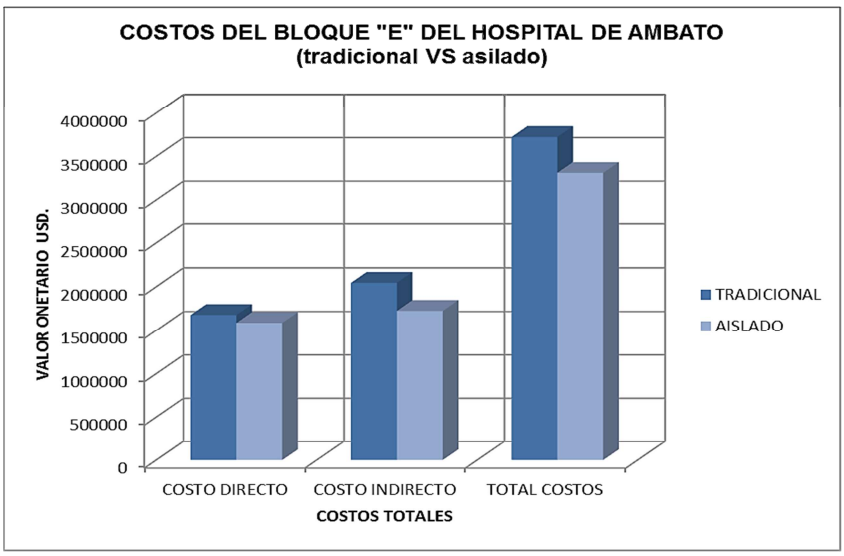


Fig. 6.2. Costos Totales de Bloque "E" del Hospital de Ambato.

CAPITULO VII

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- Según el análisis y diseño modal tridimensional del Bloque “E” del Hospital de Ambato, con las consideraciones de la norma NEC11 y el código ACI 318-08, el edificio en estudio obtuvo los resultados esperados como son: los desplazamientos horizontales fueron menores al 0.02 m/m, como se especifica en la norma; el período fundamental de la estructura fue de 0.77 segundos, consentrando un porcentaje del 67.37% de masas participativas en dirección X, por lo que se puede considerar a la estructura como rígida; además, el desplazamiento relativo de la estructura fue carácterístico de este tipo de sistema estructural, es decir que va aumentando conforme la altura del edificio; en lo referente al cortante basal, se obtuvieron valores de 1790.61 Ton en dirección X, y 1844.66 Ton en Y.

- Los resultados obtenidos del análisis de la estructura modelada tradicionalmente, fundamentan la implementación de un sistema de aislación por lo que se analizó la misma estructura modelada con tres sistemas de aislación basal, que son: los aisladores HDR, un sistema combinado HDR+LBR, y un sistema FPS, por ser los aisladores más comunmente instalados en edificios a nivel mundial, por que existe la mayor cantidad de estudios y respaldo teórico al respecto de estos aisladores.

- Para el diseño de los sistemas aislados se tomaron las consideraciones del apéndice del capítulo 16 de la norma UBC-97, que se refieren a las regulaciones sismicas para edificios con aislación sismica, específicamente el diseño se realizó por el método de los mínimos desplazamientos laterales, considerando un período objetivo de 2.0 segundos, alejando a la estructura de las zonas de mayor energía sísmica en Ecuador para asegurar

buenos niveles de respuesta, el sistema utilizó un total de 24 aisladores, con una carga máxima de 452 T, una carga mínima de 232 T y el peso total de la estructura de 6544 T.

- Del diseño de los aisladores se obtuvo que, los aisladores tipo HDR tendrán un diámetro de 110cm y una altura total de 41.1cm; los aisladores tipo LBR tendrán las mismas dimensiones, con la adición de un núcleo de plomo de 15cm de diámetro y una altura de 36.1cm; los aisladores FPS tendrán un diámetro total de 73,2cm y una altura total de 34.6cm.

- Según los resultados de análisis modal de la estructura modelada con aisladores sísmicos, el sistema de péndulo friccional FPS, resulta ser el más beneficioso para la superestructura, por su eficiencia al disipar la energía entregada por el sismo de diseño y de esta forma evitar daños en los elemento estructurales y no estructurales e inclusive evitar los daños en el equipamento interno de la estructura

- Haciendo referencia a las derivas de entrepiso, el enfoque se va a centrar en el piso que presenta las mayores derivas para el caso del edificio tradicional y para el caso del edificio aislado, por lo tanto se considera una reducción en las derivas de entrepiso desde 0.0038m/m hasta 0.0017m/m, es decir que el porcentaje de reducción de las derivas de entrepiso es del 21%, esta reducción de derivas de entrepiso está relacionado con el nivel de daños estructurales, daños en los contenidos de edificio e inclusive reducción de los momentos de volcamiento.

- Los desplazamientos relativos del edificio aislado presentan una reducción de 2.81cm en el último piso con relación al edificio tradicional. Ambos perfiles de desplazamientos del edificio aislado y convencional tienen un comportamiento lineal y proporcional, por lo que los factores de reducción en la magnitud de los drifts, son semejantes. Los desplazamientos laterales para el caso del edifico

aislado se concentran en la interfaz de aislación, mientras que en la superestructura son mínimos, de modo que la superestructura se comporta como un cuerpo rígido, para el caso del edificio tradicional los desplazamiento se presentan en todos los niveles y aumentan conforme a la altura del edificio.

- La aceleración absoluta de todos los pisos del edifico aislado se reducen considerablemente a un perfil uniformemente creciente hasta llegar a un valor de 0.11 m/seg^2, por el lado del edificio tradicional la aceleración absoluta llega a 1,43 m/seg^2, estos valores demuestran que el edificio con el sistema aislado FPS, controla los daños que se pueden presentar en el interior del edificio.

- El cortante basal para el caso del edificio tradicional llega a 1790.61 T, mientras que para el caso del edifico aislado llega a un valor de 660.09 T, lo que implica un factor de reducción de 2.71, en lo referente al sismo en X; para el sismo en Y el factor de reducción es de 2.77, esto genera una menor demanda de elementos estructurales, manteniéndose dentro de rango elástico.

- Sólo el edificio aislado cumple con las solicitaciones a cortante y torsión de las vigas periféricas con la geometría planteada inicialmente del edificio; ya que en el diseño convencional las vigas de borde presentan problemas sobre todo para los pisos bajos, básicamente por tener luces considerables de 8.95m.

- Los esfuerzos resultantes en los elementos estructurales, vigas, columnas y diafragmas, son notoriamente menores para el caso de la estructura aislada, lo que permitió una reducción importante del 35% de la sección de hormigón en vigas y columnas, inclusive las cuantías necesarias disminuyeron aproximadamente en un 40% respecto a las que presentó el edificio tradicional, excepto en el nivel del subterráneo en donde los esfuerzos y por consiguiente las cuantías son levemente mayores que el caso convencional.

- La ventaja principal de aislar un edifico, es la reducción de daños esperados en elementos estructurales y no estructurales y contenido del mismo, que es la base de otras ventajas derivadas tales como: la operatividad post-sismo y el continuar con las actividades económicas, que deben considerarse en forma indirecta. Mientas que las principales desventajas son el costo inicial adicional, la falta de conocimiento acerca de esta técnica y de visión de prevención de daños, limitando de esta manera la técnica de aislamiento.

- Dado que el objetivo de un diseño con aislación sísmica es mitigar los efectos de los terremotos controlando los daños que se pueden producir en la estructura. Para el caso del diseño del Bloque “E” del Hospital de Ambato, no representa un costo directo adicional, dado que la reducción de las fuerzas en la superestructura, recompensa el incremento de los costos de la cimentación y el sistema de aislación en sí. Sin embargo, el incremento de los costos no es sustancial y podría ser despreciable para obras de gran envergadura al cosiderar la importancia de los costos a largo plazo, especialmente en proyectos de inversión para la sociedad, como edificios de vital importancia durante emergencias (hospitales, estaciones de bomberos, comisarías, posibles refugios, etc.) y de contenido valioso o peligroso (museos, almacenes industriales, etc.).

7.2. RECOMENDACIONES

- Se debe verificar el período fundamental de la estructura convencional, ya que no convendría aislar una estructura que tenga períodos de vibración mayores a 1.0 segundo aproximadamente.
- Los detalles constructivos principales en que se diferencian el edificio tradicional y el aislado están en la frontera del edificio con aislamiento, donde el cuidado principal se debe hacer en las conexiones flexibles.
- La factibilidad de implementar algun sistema de aislación sísmico se basa en la respuesta del análisis estructural, de la estructura tradicional y aislada. Sin embargo, la factibilidad económica de construir un edificio aislado se determinará principalmente a partir de una serie de estudios interdisciplinarios que consideren investigaciones geológicas, de riesgo sísmico, análisis estructural , entre otras áreas.
- Es importante reconocer la efectividad de la utilización de programas comerciales específicos, como es el caso del programa ETABS 9.7.4 que contempla de mejor manera la realidad y consecuentemente dan mejores resultados, de solicitaciones, desplazamientos y aceleraciones.
- En la realidad, se espera que las aceleraciones absolutas del edificio tradicional no sean tan pronunciadas, gracias a la contribución de la rigidez de las paredes de la mampostería, y más bien, dicha aceleración sea más uniforme como si fuera un cuerpo rígido, aunque después de un evento sísmico la rigidez del edificio empezará a degradarse por la mampostería, que es el componente más fragil, para luego continuar por los elementos estructurales. Por su parte, el edificio aislado en la realidad será más rígido de lo que se ha modelado por la contribución de la mampostería y se espera que no exista dicha degradación de rigidez.

7.3. BIBLIOGRAFÍA

- AGUIAR, Roberto “El Megasismo de Chile 2010 y lecciones para el Ecuador”, Quito-Ecuador, 2011, Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejercito, pg. 34-128

- AGUIAR, ALMAZÁN, DECHENT, SUARES V. R. “Aisladores de base elastomérico y FPS”, Quito Ecuador, 2008, Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejercito, pg. 1-280

- AGUIAR, Roberto “Análisis sísmico de Edificios”, Quito-Ecuador, 2008, Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejercito, pg. 1-321.

- GUILLÉN, Jorge “Tendencias Actuales en la Construcción Sismorresistente para Edificios de Hormigón Armado”, Madrid-España, 2012, Universidad Politécnica de Madrid, pg 1-259.

- CANDO, Fabián “Análisis Sísmico de un Edificio (Análisis Comparativo de Comportamiento y costos con un Edificio Tradicional)”, Quito – Ecuador, 2012, Universidad Central del Ecuador, pg 1-341.

- MONTOYA, Jorge “Análisis Sísmico de un Edificio con Aislamiento en la Base”, Madrid – España 2012, Madrid-España, 2012, Universidad Politécnica de Madrid, pg 1-259.

- KORSWAGEN, Paúl “Análisis y Diseño de Estructuras con aisladores Sísmicos en el Perú”, Lima – Perú 1012, Pontificia Universidad Católica de Perú, pg 1-104.

- AGUIAR, Roberto “Curvas de Fragilidad para Estructuras de Hormigón Armado y Comparación con Hazus”, Quito – Ecuador 2006, Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejercito, pg. 1-10.

- STOJADINOVIC, Bozidar “Technical Considerations for Seismic Isolation of Nuclear Facility Structures”, California – EE.UU. 2011, University of California Berkeley Civil & Environmental Engineering, pg1-75.

- Comisión Económica para América Latina y el Caribe C E PA L, “Manual para la evaluación del impacto socioeconómico y ambiental de los desastres”, El Banco Mundial 2003, pg 1-42.

- MEDINA, Jorge “El Problema Sísmico y la Arquitectura Sismorresistente”, Venezuela 2005, Universidad de los Andes pg1-29.

- CARRILLO, Abiel “Seismic Isolation for Small Reinforced Concrete Structures: a Preliminary Investigation on Material Cost”, New Mexico State University, Buffalo – EEUU 2005, pg 1-16.

- SALVADOR, Juan “Coeficiente de Fricción Óptimo para el Diseño de Estructuras Aisladas Ubicadas en la Costa de Guerrero”, México DF 2011, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, pg1-108.

- CANCIANI, José “Acciones Sísmicas”, Buenos Aires 2011, Universidad de Buenos Aires, pg 1-28.

- CASSANO, Arturo “Análisis de Estructuras bajo Acciones Dinámicas”, Argentina 2009, Universidad Tecnológica Nacional, pg 1-80.

- Holmes Consulting Group Ltd, “Base Isolation of Structures” New Zealand 2001, pg 1-231.

- TABOADA, José “Análisis y Diseño de Edificios Asistidos por Computadoras”, Lima – Perú 2009, Pontificia Universidad Católica del Perú, pg 1-149.

NORMAS:

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC, Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito-Ecuador, 2011, Capitulo 1- Cargas y Materiales.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC, Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito-Ecuador, 2011, Capitulo 2- Peligro sísmico y requisitos para el diseño sismo resistente.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI, Ohio-EE UU, 2008, Diseño de hormigón armado.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI, Ohio-EE UU, 2008, Diseño de hormigón armado.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. 1997 FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,
- UNIFORM BUILDING CODE, 1997 UBC– APPENDIX CHAPTER 16. División IV – Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures.

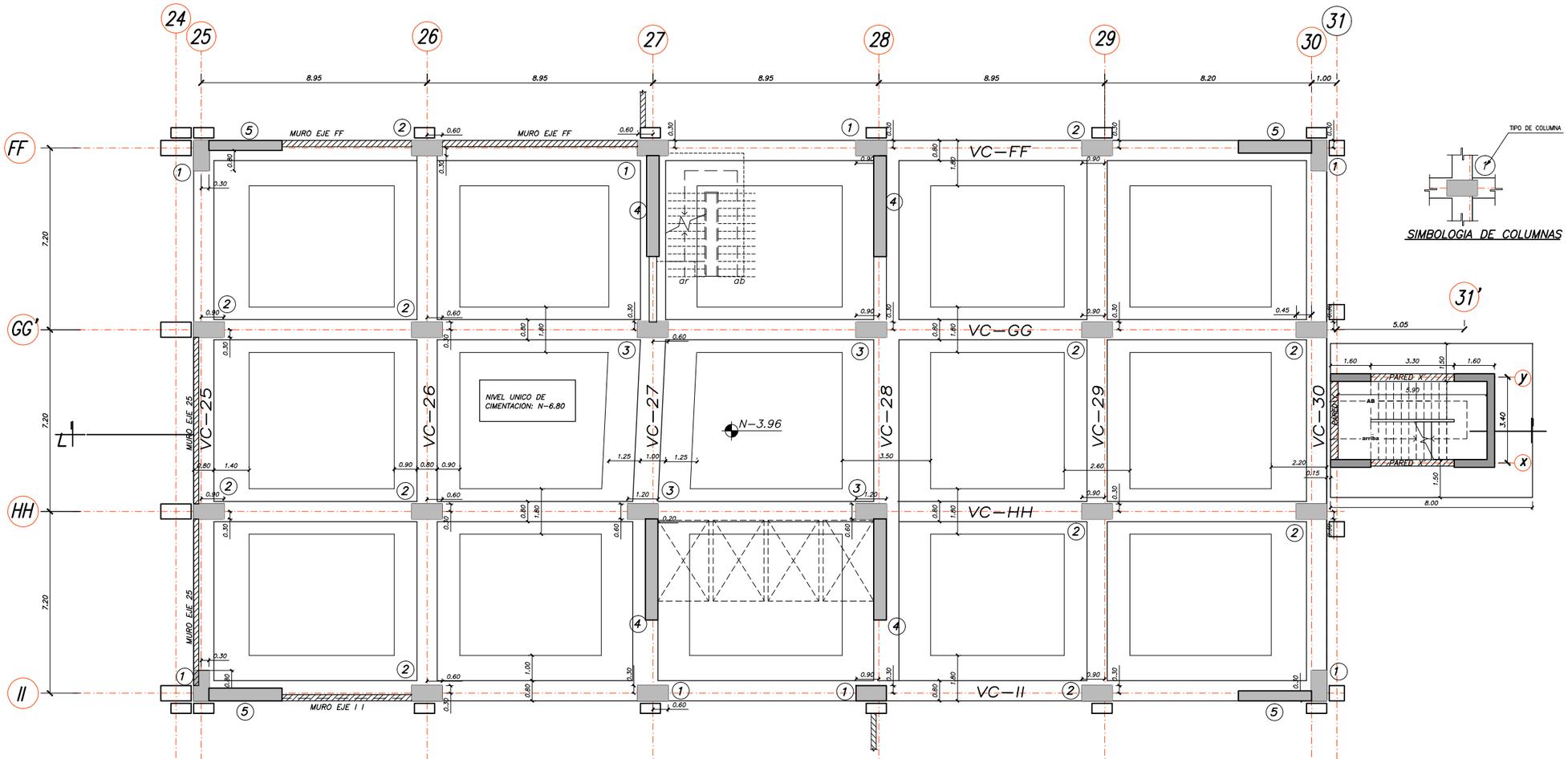
PUBLICACIONES

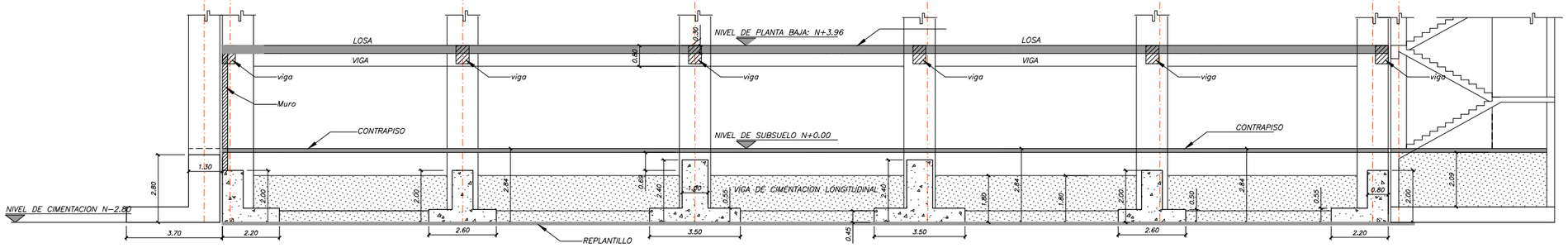
- CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DE LA ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, “ Introducción al aislamiento de base”, Quito- Ecuador,2008, , pg 1-25
- Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, “Protección Sísmica de Estructuras Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía” Chile 2011, pg 1-43.
- Asociación de Productores de Cemento ASOCEM “Diseño Estructural con Aisladores de Base de la nueva biblioteca de la FIC-UNI (1ra Parte)” Lima – Perú 2011, pg 1-8.

- Álvarez Mario, “Sistema de Protección Sísmica – Estructuras en Chile”, Chile 2010, pg 1-68.
- Ciencia y Tecnología en la Frontera (revista de investigación y divulgación científica), Consejo y Tecnología del Estado de Chiapas, “Análisis del Comportamiento Estructural de Edificios en el Pacífico Mexicano con Asilamiento Sísmico”, México 2008, pg 16-26.
- Revista EIA, Escuela de Ingeniería de Antioquía, “Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones”, Medellín – Colombia 2006, pg 106-118.

CATALOGOS:

- ALGASISM TECNOLOGICAL THINKING, “High damping rubber bearings, Lead rubber bearing”, Milano-Italia, 2008, catalogo.
- FIP INDUSTRIES, “Elastomeric Isolators Series SI-LRB”, Selvazzano-Italia, 2012, Catalogo HDR y LRD.
- BRIDGENTONE, “Desing characteristic of natural high damping rubber bearing”, Tokio-Japon, 2012, Catalogos LRB, HDR.
- FIP INDUSTRIES, “Curved Surface Sliders”, Selvazzano-Italia, 2009.





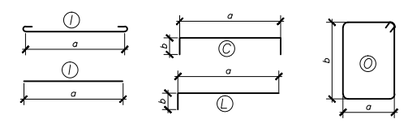
CORTE L—L LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO =25T/M2 SEGUN INFORME DE MECANICA DE SUELOS DE GEOSUELOS CIA. LTDA.DE DICIEMBRE 2010 (VERIFICAR EN OBRA)

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				VIGAS DE CIMENTACION									
101	O	12	736	2x1.9	2x.45				2x.10	4.90	3606.4	3202.5	
102	O	12	904	2x.70	2x.50				2x.10	2.60	2350.4	2087.2	
103	O	12	368	2x2.3	2x.60				2x.10	6.00	2208.0	1960.7	
104	O	12	150	2x.90	2x.65				2x.10	3.30	495.0	439.6	
105	O	12	1440	2x1.7	2x.45				2x.10	4.50	6480.0	5754.2	
106	C	12	222	2.10	2x.45					3.00	666.0	591.4	
107	C	12	222	2.50	2x.40					3.30	732.6	650.5	
108	C	12	222	3.40	2x.40					4.20	932.4	828.0	
109	C	12	900	1.70	2x.35					2.40	2160.0	1918.1	
110	I	14	310	12.00						12.00	3720.0	4493.8	
111	I	14	204	6.00						6.00	1224.0	1478.6	
112	I	14	24	10.60						10.60	254.4	307.3	
113	I	14	450	1.70					2x.15	2.00	900.0	1087.2	
114	I	14	222	2.50					2x.15	2.80	621.6	750.9	
115	C	16	450	1.70	2x.30					2.30	1035.0	1633.2	
116	C	20	222	2.10	2x.25					2.60	577.2	1423.4	
117	C	20	222	3.40	2x.30					4.00	888.0	2189.8	
118	L	32	24	4.20	0.40					4.60	110.4	697.0	
119	I	32	80	4.50						4.50	360.0	2272.7	
120	L	32	24	9.20	0.40					9.60	230.4	1454.5	
121	L	32	112	11.6	0.40					12.00	1344.0	8484.7	
122	L	32	48	8.60	0.40					9.00	432.0	2727.2	
123	I	32	36	8.00						8.00	288.0	1818.1	
124	I	32	56	5.40						5.40	302.4	1909.1	
125	I	32	24	4.00						4.00	96.0	606.0	
126	I	32	104	12.00						12.00	1248.0	7878.6	
127	L	32	64	6.60	0.40					7.00	448.0	2828.2	
128	I	32	96	9.00						9.00	864.0	5454.4	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	VIGAS DE CIMENTACION				
DIAMETRO(mm)	12	14	16	20	32
PESO (kg)	17432.2	8117.8	1633.2	3613.2	36130.6
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	66926.9				
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	717.7				
VOLUMEN REPLANTILLO (m3)	55.3				
VOLUMEN H.CICLOPEO					

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

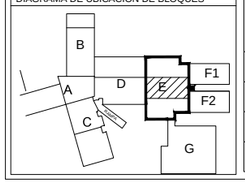
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
PLANTA DE CIMENTACIÓN
N - 2.80

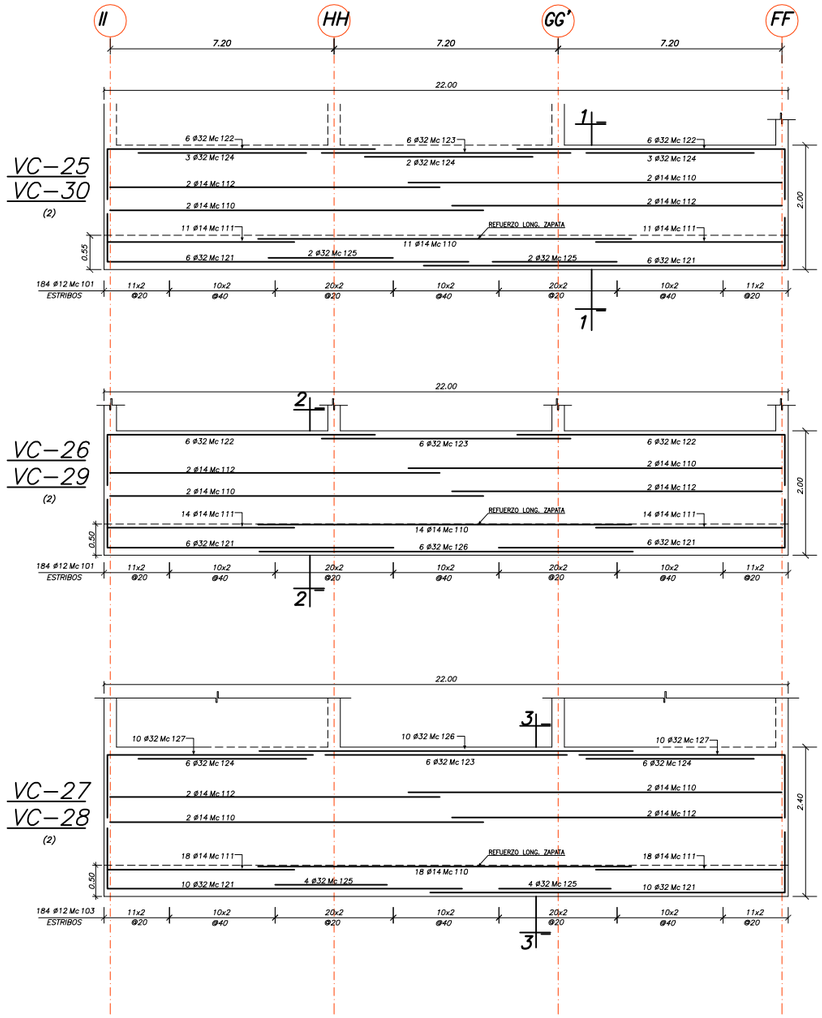
FECHA: MAYO 2013

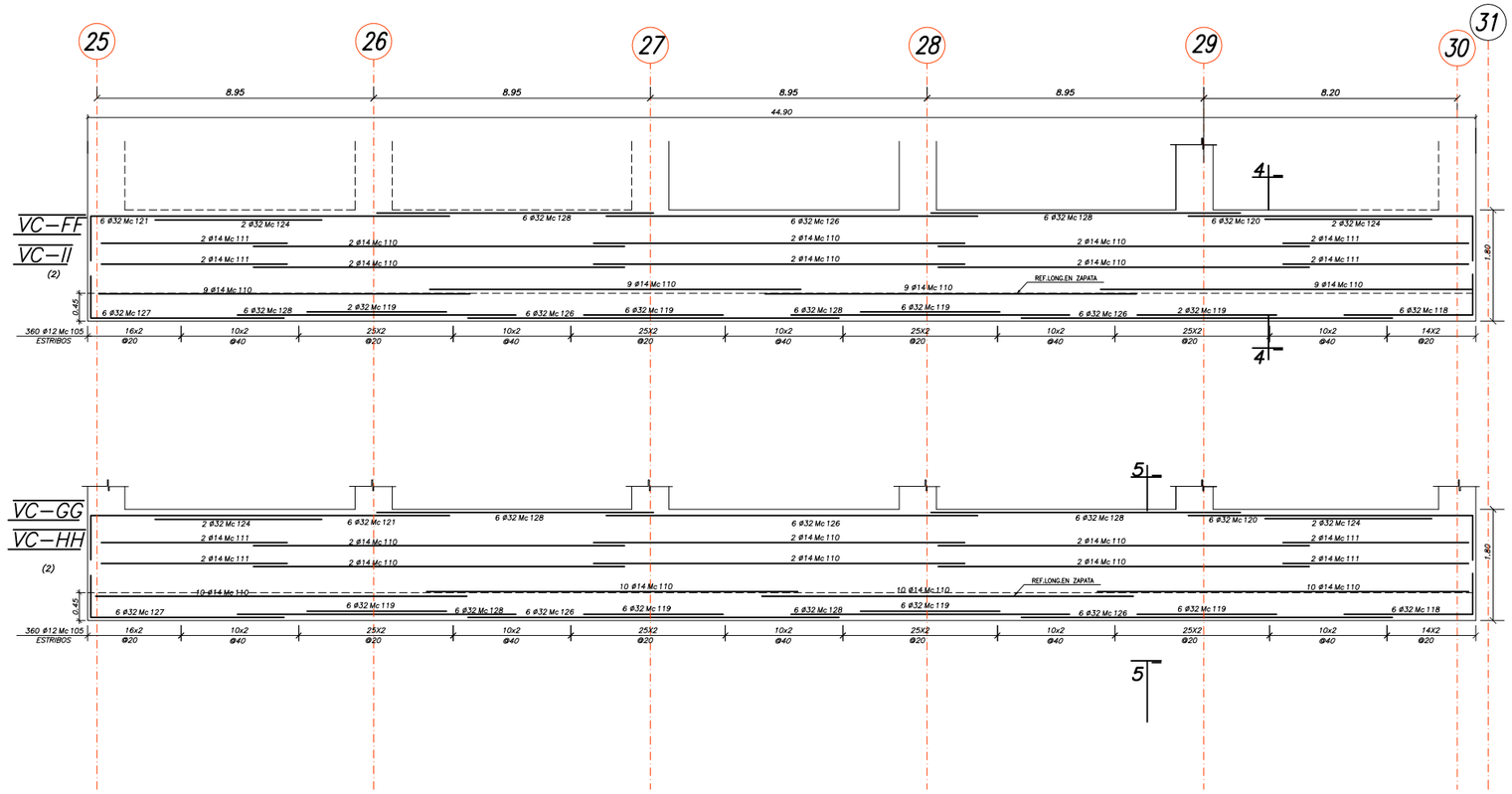
ESCALA: 1 : 200

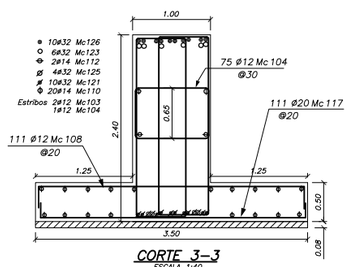
LAMINA: E_EC1

DE: E_EC14

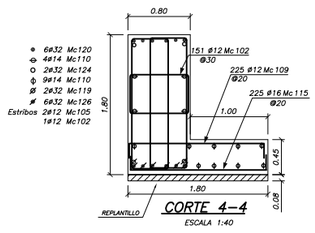
ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E-2



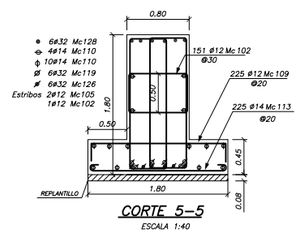




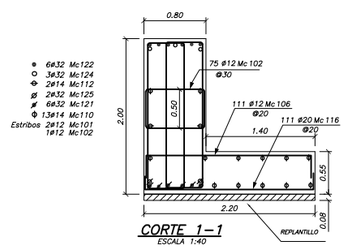
CORTE 3-3
ESCALA 1:40



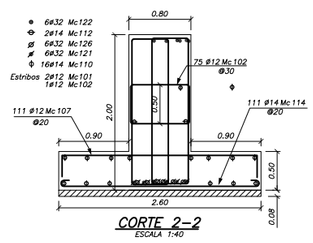
CORTE 4-4
ESCALA 1:40



CORTE 5-5
ESCALA 1:40

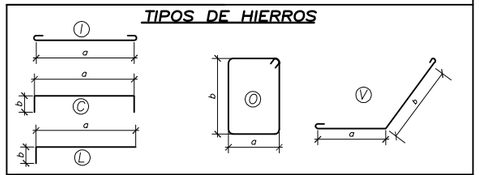


CORTE 1-1
ESCALA 1:40



CORTE 2-2
ESCALA 1:40

TIPOS DE HIERROS



ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm, CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D.12.1-61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

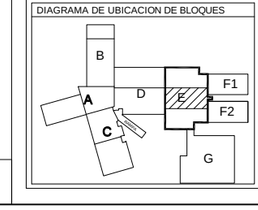
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
VIGAS DE CIMENTACIÓN
N -2.80

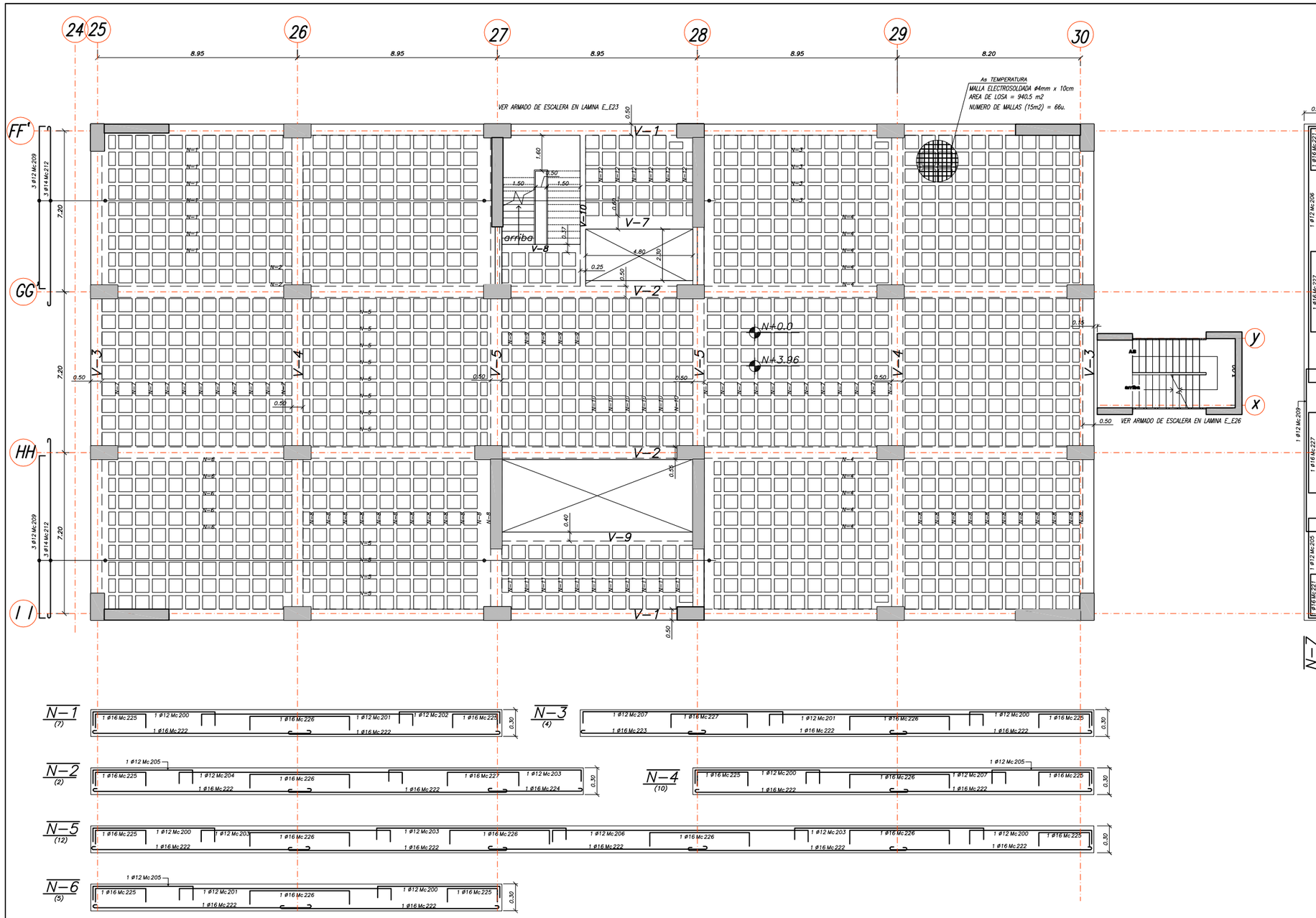
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EC2

DE: E_EC14

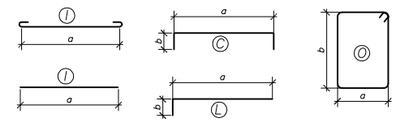
VER PLANILLA DE HIERROS EN LAMINA E_1



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+0.00, N+3.96 (UNA LOSA)													
200	C	12	50	5.46	2x.27					6.00	300.0	266.4	
201	C	12	16	9.46	2x.27					10.00	160.0	142.1	
202	C	12	7	4.86	2x.27					5.40	37.8	33.6	
203	C	12	61	8.56	2x.27					9.10	555.1	492.9	
204	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
205	C	12	40	4.46	2x.27					5.00	200.0	177.6	
206	C	12	35	11.46	2x.27					12.00	420.0	373.0	
207	C	12	19	8.96	2x.27					9.50	180.5	160.3	
208	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
209	C	12	52	7.26	2x.27					7.80	405.6	360.2	
210	C	14	6	4.66	2x.27					5.20	31.2	37.7	
211	C	14	11	3.86	2x.27					4.40	48.4	58.5	
212	I	14	138	7.90						8.20	1131.6	1367.0	
213	I	16	9	9.50						2x.15 9.80	88.2	139.2	
214	I	14	6	4.70						2x.15 5.00	30.0	36.2	
215	I	16	8	7.70						2x.15 8.00	64.0	101.0	
216	I	14	11	3.90						2x.15 4.20	46.2	55.8	
217	I	16	24	10.50						10.50	252.0	397.7	
218	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
219	I	16	8	3.00						3.00	24.0	37.9	
220	I	16	24	6.00						6.00	144.0	227.2	
221	C	16	109	1.86	2x.27					2.40	261.6	412.8	
222	I	16	116	9.70						2x.15 10.00	1160.0	1830.5	
223	I	16	4	5.70						2x.15 6.00	24.0	37.9	
224	I	16	2	4.20						2x.15 4.50	9.0	14.2	
225	C	16	79	2.26	2x.27					2.80	221.2	349.1	
226	C	16	76	4.46	2x.27					5.00	380.0	599.6	
227	C	16	98	3.46	2x.27					4.00	392.0	618.6	
228	L	22	32	7.50	0.30					7.80	249.6	743.8	
229	I	22	52	3.60						3.60	187.2	557.9	
230	I	22	8	12.00						12.0	96.0	286.1	
231	I	22	16	9.00						9.00	144.0	429.1	
232	L	22	16	6.00	0.40					6.40	102.4	305.2	
233	L	22	52	2.10	0.40					2.50	130.0	387.4	
234	L	18	20	11.70	0.40					12.10	242.0	484.0	
235	I	18	8	3.70						3.70	29.6	59.2	
236	I	18	8	9.00						9.00	72.0	144.0	
237	I	18	16	7.50	0.30					7.80	124.8	249.6	
238	L	18	8	2.10	030					2.40	19.2	38.4	
240	I	25	4	12.00						12.00	48.0	183.6	
241	I	25	56	4.50						4.50	252.0	963.6	
242	I	25	16	9.00						9.00	144.0	550.7	
243	I	25	20	10.00						10.00	200.0	764.8	
244	L	25	4	5.60	0.40					6.00	24.0	91.8	
245	L	25	16	9.90	0.40					10.30	164.8	630.2	
246	L	25	28	2.60	0.40					3.00	84.0	321.2	
247	L	25	4	4.50	0.40					4.90	19.6	75.0	
248	I	18	8	12.00						12.00	96.0	192.0	
249	I	18	8	8.40						8.40	67.2	134.4	
250	L	18	4	5.70	0.40					6.10	24.4	48.8	
251	I	18	32	4.50						4.50	144.0	288.0	
252	L	18	16	2.60	0.40					3.00	48.0	96.0	
253	L	18	4	4.40	0.40					4.80	19.2	38.4	
254	I	20	24	10.00						10.0	240.4	592.8	
255	I	20	24	4.50						4.50	108.0	266.8	
256	L	20	16	10.00	0.40					10.40	166.4	411.0	
257	L	20	12	2.70	0.40					3.10	37.2	91.9	
258	C	18	6	7.50	2x.25					8.0	48.0	96.0	
259	C	18	8	5.40	2x.25					5.9	47.2	94.4	
260	C	18	6	4.10	2x.25					4.6	27.6	55.2	
261	C	18	10	9.40	2x.25					9.9	99.0	198.0	
262	O	10	1612	2x.30	2x.75					2x.10 2.30	3707.6	2287.6	
263	O	10	934	2x.45	2x.25					2x.10 1.60	1494.4	922.0	
264	O	10	1152	2x.30	2x.70					2x.10 2.20	2534.4	1563.7	
265	O	10	32	2x.55	2x.25					2x.10 1.80	57.6	35.5	
266	O	10	88	2x.25	2x.65					2x.10 2.00	176.0	108.6	
267	O	10	35	2x.20	2x.45					2x.10 1.50	52.5	32.4	
268	O	10	24	2x.30	2x.25					2x.10 1.30	31.2	19.3	
269	O	10	28	2x.35	2x.20					2x.10 1.30	36.4	22.5	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSAS N+0.00, N+3.96 (CANTIDAD PARA UNA LOSA)							25
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	22	3580.9
PESO (kg)	4991.6	2208.5	1555.2	6204.8	2178.0	1362.5	2709.5	
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	24791.0							
AREA DE LA LOSA (m2)	940.5							
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	238.5							
CASETONES(60X60X25) =1336un.	CASETONES(60X30X25) = 128un.							

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm. CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

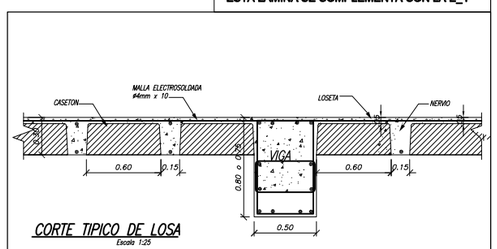
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_4



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

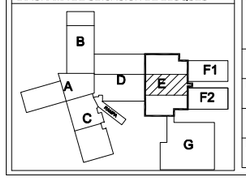
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS**

AUTOR: **LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA**

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



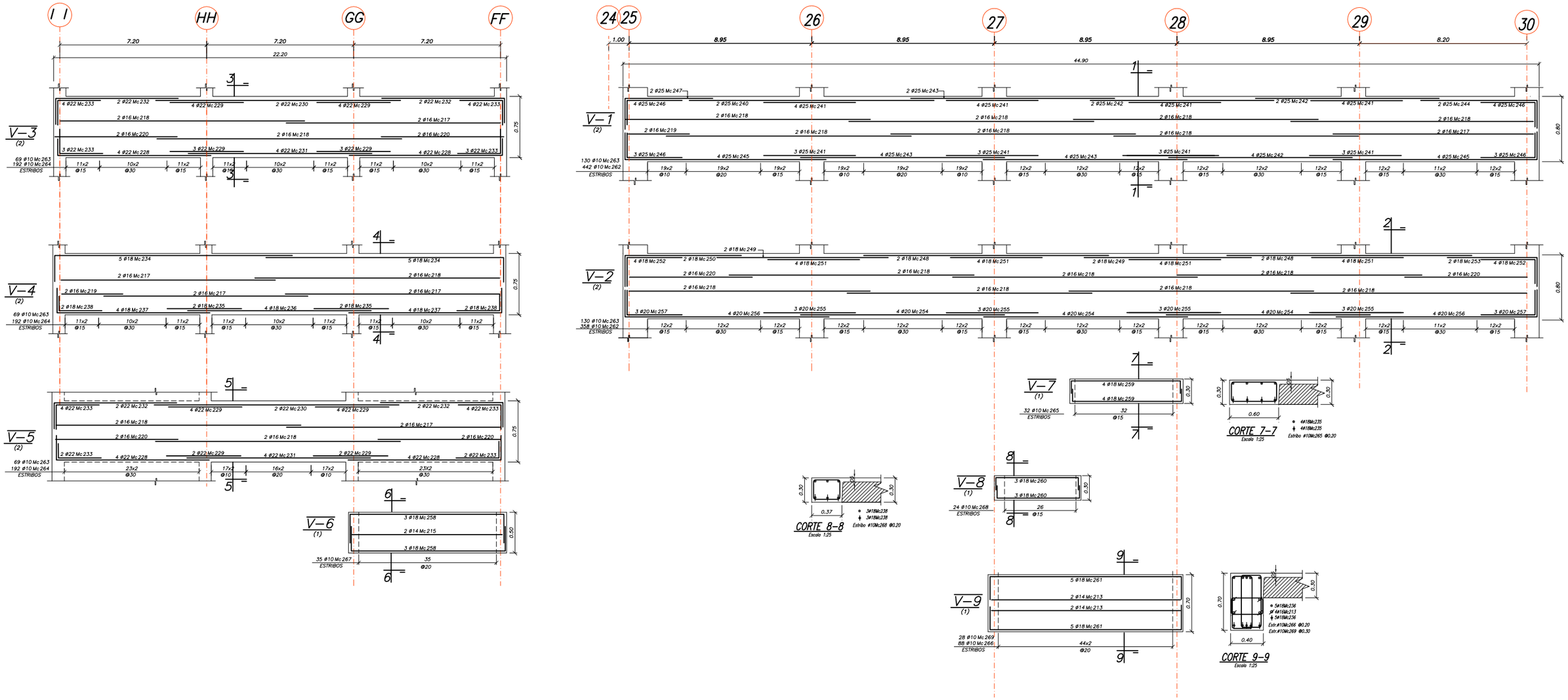
CONTENIDO: **HOSPITALIZACIÓN 2 LOSAS N+0.00 N+ 3.96 PLANTA Y NERVIOS**

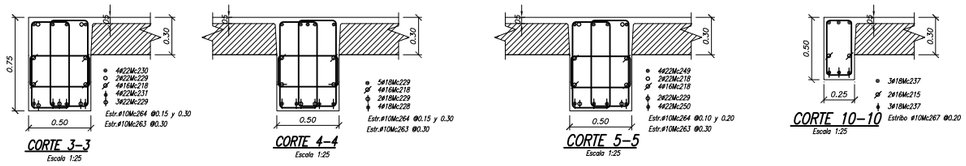
FECHA: MAYO 2013

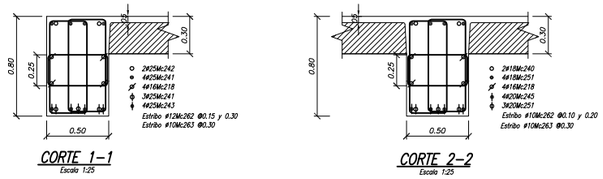
ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EC3

DE: E_EC14







VER PLANILLA DE HIERROS EN LAMINA E_3

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

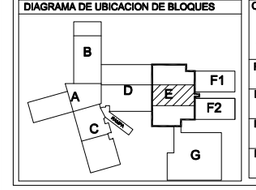
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



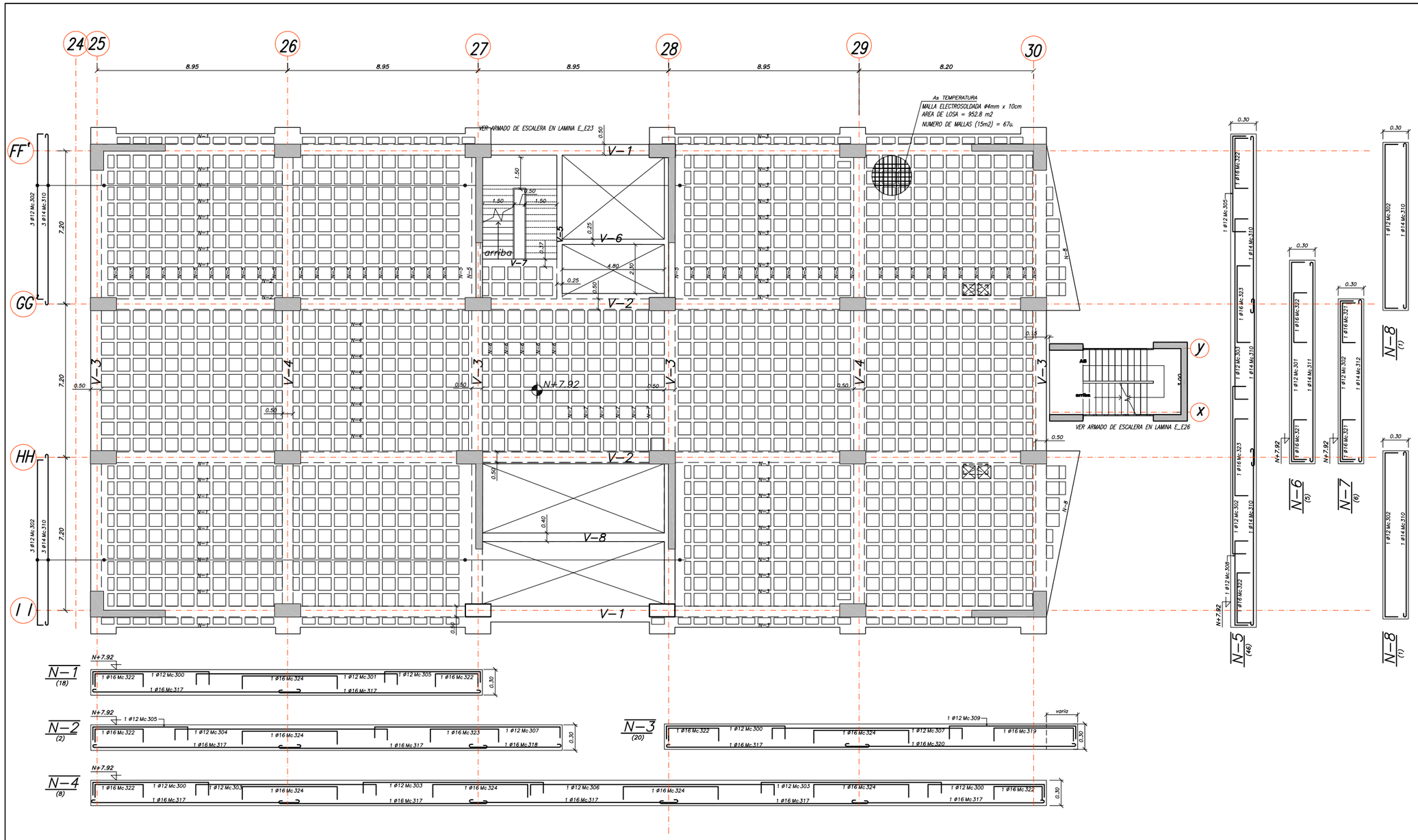
CONTENIDO:
HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+0.00 N+ 3.96
VIGAS SENTIDO ALFABÉTICO Y NUMÉRICO

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EC4

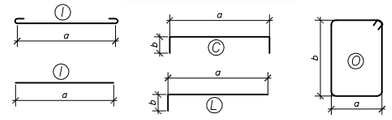
DE: E_EC14



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				LOSA N+7.92									
300	C	12	54	5.46	2x.27					6.00	324.0	287.7	
301	C	12	23	9.46	2x.27					10.00	230.0	204.2	
302	C	12	60	7.76	2x.27					8.30	498.0	442.2	
303	C	12	70	8.56	2x.27					9.10	637.0	565.7	
304	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
305	C	12	66	4.46	2x.27					5.00	330.0	293.0	
306	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
307	C	12	22	8.96	2x.27					9.50	209.6	185.6	
308	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
309	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
310	I	14	140	7.90					2x.15	8.20	1148.0	1386.8	
311	I	14	9	9.50					2x.15	9.80	88.2	106.3	
312	I	14	6	7.70					2x.15	8.00	48.0	58.0	
313	I	14	24	10.50						10.50	252.0	397.7	
314	I	14	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
315	I	14	10	3.00						3.00	30.0	47.3	
316	I	14	26	6.00						6.00	156.0	246.2	
317	I	16	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1578.0	
318	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
319	C	16	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	113.6	VARIA(4.3/2.9)
320	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6)
321	C	16	17	1.86	2x.27					2.40	40.8	64.4	
322	C	16	171	2.26	2x.27					2.80	478.8	755.5	
323	C	16	94	3.46	2x.27					4.00	376.0	593.3	
324	C	16	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	568.1	
325	C	16	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	55.9	
326	C	18	6	4.10	2x.25					4.60	27.6	55.2	
327	C	22	4	9.50	2x.25					10.00	40.0	119.2	
328	L	22	24	8.00	0.40					8.40	201.6	600.7	
329	I	20	24	3.60						3.60	86.4	213.4	
330	I	22	12	9.00						9.0	108.0	321.8	
331	L	20	24	2.00	0.40					2.40	57.6	142.3	
332	I	25	8	12.00						12.00	96.0	367.1	
333	I	25	16	3.60						3.60	57.6	220.3	
334	L	25	16	6.00	0.40					6.40	102.4	391.6	
335	L	25	32	2.60	0.40					3.00	96.0	367.1	
336	I	20	16	9.00						9.00	144.0	355.7	
337	L	20	32	8.00	0.40					8.40	268.8	663.9	
338	L	18	64	2.60	0.40					3.00	192.0	384.0	
339	L	18	16	11.60	0.40					12.00	192.0	384.0	
340	I	18	32	3.60						3.60	115.2	230.4	
341	I	28	48	4.50						4.50	216.0	1043.3	
342	I	28	32	10.00						10.00	320.0	1545.6	
343	I	28	8	12.00						12.00	96.0	463.7	
344	L	28	16	9.00						9.00	144.0	695.5	
345	L	28	16	10.00	0.40					10.40	166.4	803.7	
346	L	28	8	5.60	0.40					6.00	48.0	231.8	
347	L	28	8	4.60	0.40					5.00	40.0	193.2	
348	L	28	24	2.60	0.40					3.00	72.0	347.8	
349	L	20	24	4.50						4.50	108.0	266.8	
350	I	22	24	10.00						10.00	24.0	71.5	
351	L	22	16	10.00	0.40					10.40	166.4	495.9	
352	L	20	12	2.60	0.40					3.00	36.0	88.9	
353	L	18	8	2.60	0.40					3.00	24.0	84.0	
354	L	18	4	5.60	0.40					6.00	24.0	48.0	
355	L	18	20	4.60	0.40					5.00	100.0	200.0	
356	I	18	32	4.50						4.50	144.0	288.0	
357	I	18	12	9.00						9.00	108.0	216.0	
358	I	18	8	12.00						12.00	96.0	192.0	
359	C	22	6	7.50	2X2.5					8.00	48.0	143.0	
360	O	10	67	2x.20	2x.45				2x.10	1.50	100.5	62.0	
361	O	10	1516	2x.30	2x.75				2x.10	2.30	3486.8	2659.4	
362	O	10	934	2x.45	2x.25				2x.10	1.60	1494.4	922.0	
363	O	10	1152	2x.30	2x.70				2x.10	2.20	2534.4	1563.7	
364	O	10	88	2x.25	2x.65				2x.10	2.00	176.0	108.6	
365	O	10	24	2x.30	2x.25				2x.10	1.30	31.2	19.3	
366	O	10	28	2x.35	2x.20				2x.10	1.30	36.4	22.5	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+7.92								
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	22	25	28
PESO (kg)	5357.7	2367.2	3681.4	4083.8	2081.6	1731.0	1752.1	1346.1	5324.6
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	27725.5								
AREA DE LA LOSA (m2)	952.8								
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	245.5								
CASETONES(60X60X25) =1271un.	CASETONES(60X30X25) = 199un.								

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS: 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

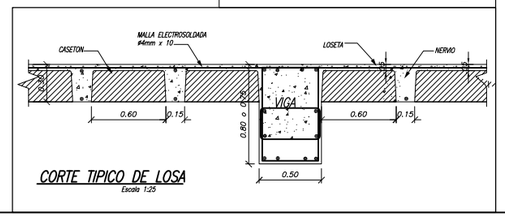
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_6



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

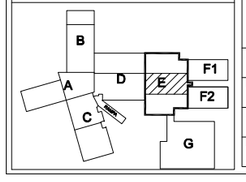
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



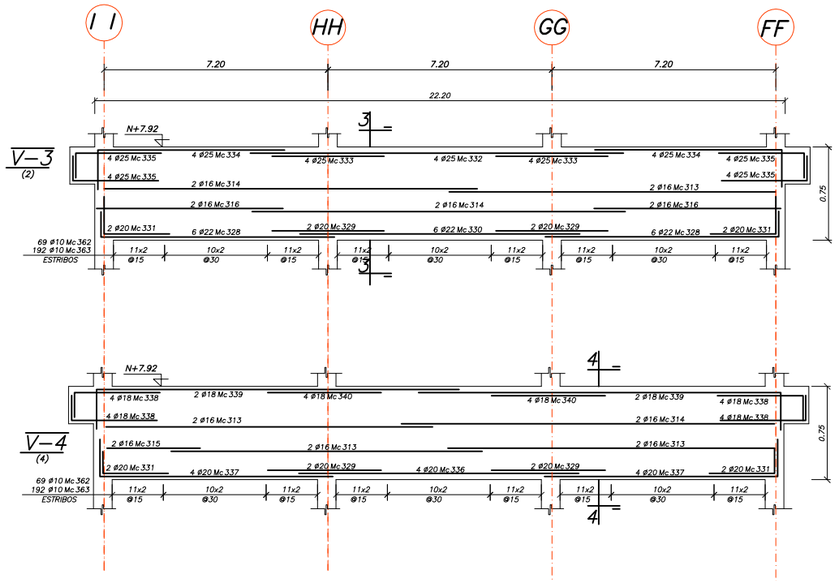
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 LOSAS N+7.92 PLANTA Y NERVIOS

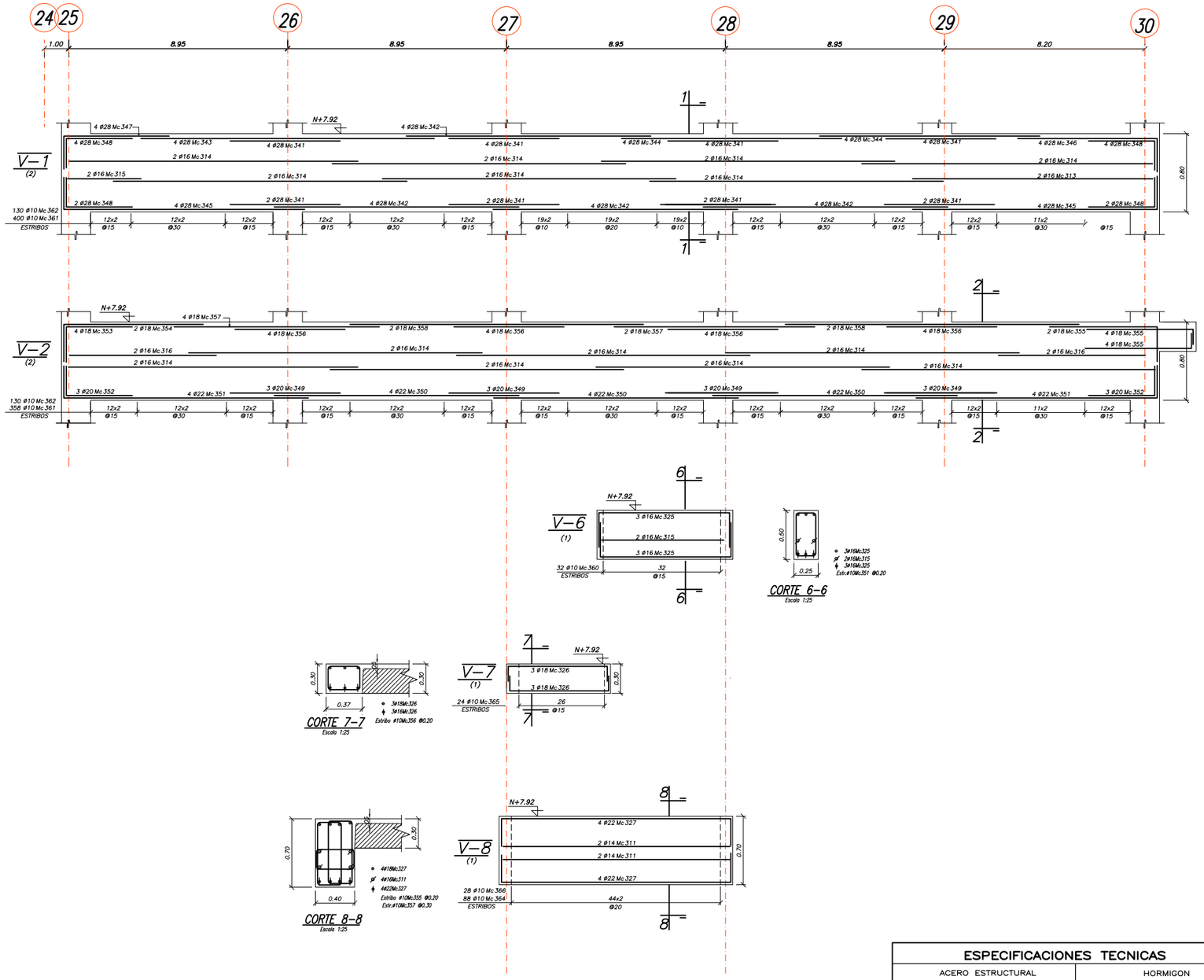
FECHA: MAYO 2013

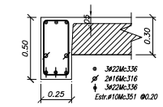
ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EC5

DE: E_EC14





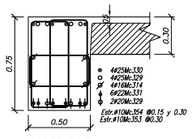


CORTE 5-5
Escala 1:25

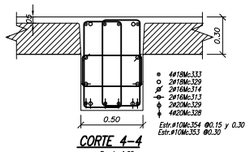
CORTE 6-6
Escala 1:25

CORTE 7-7
Escala 1:25

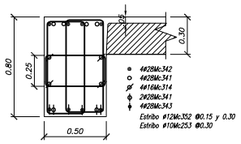
CORTE 8-8
Escala 1:25



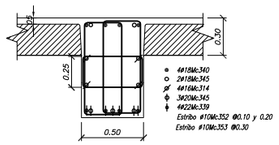
CORTE 3-3
Escala 1:25



CORTE 4-4
Escala 1:25



CORTE 1-1
Escala 1:25



CORTE 2-2
Escala 1:25

VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_5

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS: 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TIRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

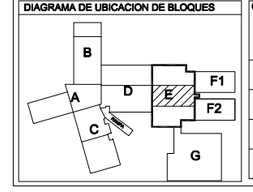
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS**

AUTOR: **LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA**

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



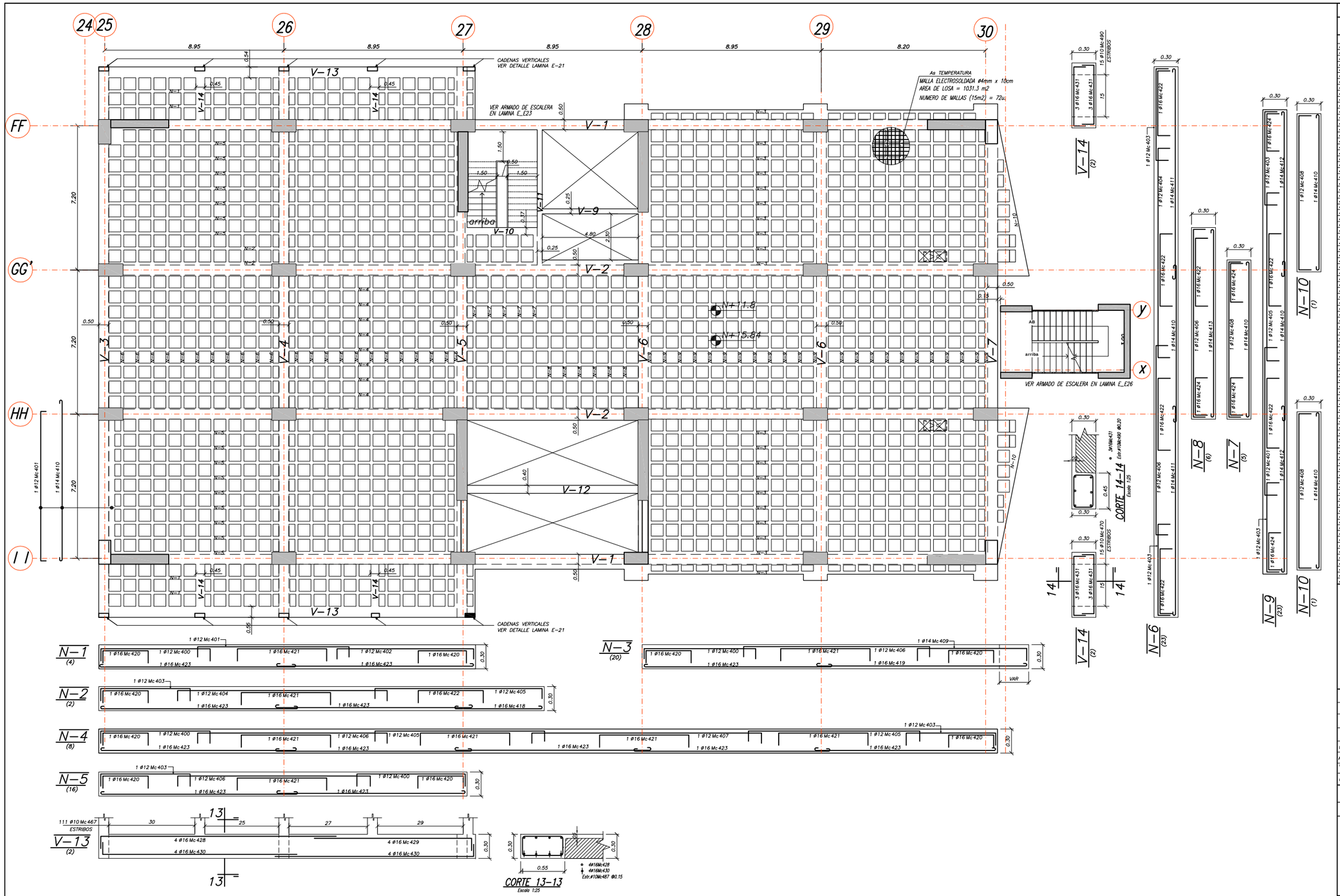
CONTENIDO: **HOSPITALIZACIÓN 2**
LOSAS N+7.92
VIGAS SENTIDO ALFABÉTICO Y NUMÉRICO

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EC6

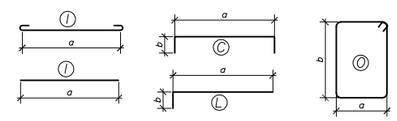
DE: E_EC14



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				LOSAS N+11.88/15.84 (UNA LOSA)									
400	C	12	41	5.46	2x.27					6.00	246.0	218.4	
401	C	12	28	7.46	2x.27					8.00	224.0	198.9	
402	C	12	4	6.86	2x.27					7.40	29.6	26.3	
403	C	12	111	4.46	2x.27					5.00	555.0	492.8	
404	C	12	25	10.46	2x.27					11.00	275.0	244.2	
405	C	12	41	8.46	2x.27					9.00	369.0	327.7	
406	C	12	66	9.46	2x.27					10.00	660.0	586.1	
407	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
408	C	12	7	7.86	2x.27					8.40	58.8	52.2	
409	C	14	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
410	I	14	56	7.90					2x.15	8.20	459.2	554.7	
411	I	14	46	10.40					2x.15	10.70	492.2	594.6	
412	I	14	46	8.40					2x.15	8.70	400.2	483.4	
413	I	14	10	9.70					2x.15	10.00	100.0	120.8	
414	I	16	94	12.00						12.00	1128.0	1780.0	
415	I	16	8	10.0						10.00	80.0	126.2	
416	I	16	10	8.00						8.00	80.0	126.2	
417	I	16	24	4.50						4.50	108.0	170.4	
418	I	16	2	4.20					2X.15	4.50	9.0	14.2	
419	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6)
420	C	16	84	2.86	2x.27					3.40	285.6	450.7	
421	C	16	67	4.46	2x.27					5.00	335.0	528.6	
422	C	16	146	3.46	2x.27					4.00	584.0	921.6	
423	I	16	90	9.70					2x.15	10.00	900.0	1420.2	
424	C	16	62	1.96	2x.27					2.50	155.0	244.6	
425	C	18	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	70.8	
426	C	16	8	4.10	2x.25					4.60	36.8	55.2	
427	C	22	10	9.50	2x.25					10.00	100.0	298.0	
428	L	16	8	11.75	0.25					12.00	96.0	151.5	
429	L	16	8	9.25	0.25					9.50	76.0	119.9	
430	L	16	16	7.75	0.25					8.00	128.0	202.0	
431	C	16	24	3.20	2x.30					3.80	91.2	143.9	
432	C	16	60	3.80	2x.30					4.60	276.0	435.5	
433	I	25	18	3.80						3.80	68.4	261.6	
434	I	25	16	8.20						8.20	131.2	501.7	
435	I	25	14	3.00						3.00	42.0	160.6	
436	L	25	8	10.70	0.30					11.00	88.0	336.5	
437	L	32	6	7.20	0.30					7.50	45.0	284.0	
438	I	32	26	8.20						8.20	213.2	1345.3	
439	I	32	8	3.80						3.80	30.4	191.8	
440	I	32	28	3.00						3.00	84.0	530.0	
441	I	22	11	8.20						8.20	90.2	268.8	
442	I	22	14	3.80						3.80	53.2	158.5	
443	I	22	14	3.00						3.00	42.0	125.2	
444	I	18	6	8.20						8.20	49.2	98.4	
445	I	18	22	3.80						3.80	83.6	167.2	
446	I	18	14	3.00						3.00	42.0	84.0	
447	L	18	6	7.20	0.30					7.50	45.0	90.0	
448	L	22	6	10.70	0.30					11.00	66.0	132.0	
449	L	32	4	7.00	0.30					7.30	29.2	184.3	
450	L	32	12	10.70	0.30					11.00	132.0	832.9	
451	I	32	6	8.20						8.20	49.2	310.5	
452	I	32	12	3.80						3.80	45.6	287.7	
453	I	32	12	3.00						3.00	36.0	227.2	
454	I	32	4	8.20						8.20	32.8	207.0	
455	L	25	24	8.70	0.30					9.00	216.0	825.9	
456	L	32	8	7.00	0.30					7.30	58.4	368.5	
457	I	32	4	12.00						12.00	48.0	302.9	
458	I	18	12	9.00						9.00	108.0	216.0	
459	L	18	4	4.70	0.30					5.00	20.0	40.0	
460	L	18	4	11.70	0.30					12.00	48.0	96.0	
461	L	22	16	8.70	0.30					9.00	144.0	429.1	
462	C	22	3	7.60	2x.20					8.00	24.0	71.5	
463	C	18	3	7.60	2x.20					8.00	24.0	48.0	
464	I	32	72	4.50						4.50	324.0	2044.4	
465	I	32	16	9.00						9.00	144.0	908.6	
466	I	32	24	10.00						10.00	240.0	1514.4	
467	I	32	16	12.00						12.00	192.0	1211.5	
468	I	32	16	4.00	0.30					4.30	68.8	434.1	
469	L	32	16	9.70	0.30					10.00	160.0	1009.6	
470	L	32	36	2.70	0.30					3.00	108.0	681.5	
471	L	25	8	9.70	0.30					10.00	80.0	305.9	
472	L	25	8	11.70	0.30					12.00	96.0	367.1	
473	L	18	16	5.70	0.30					6.00	96.0	192.0	
474	L	18	8	2.70	0.30					3.00	24.0	48.0	
475	L	25	4	2.70	0.30					3.00	12.0	45.9	
476	L	25	24	10.00						10.00	240.0	917.8	
477	I	18	4	10.00						10.00	40.0	80.0	
478	I	18	4	12.00						12.00	48.0	96.0	
479	I	18	32	4.50						4.50	144.0	288.0	
480	I	25	8	4.50						4.50	36.0	137.7	
481	O	10	67	2x.20	2x.45				2x.10	1.50	100.5	62.0	
482	O	10	1706	2x.30	2x.75				2x.10	2.30	3910.0	2412.5	
483	O	10	994	2x.45	2x.45				2x.10	1.60	1590.4	981.3	
484	O	10	1446	2x.30	2x.70				2x.10	2.20	3176.8	1960.1	
485	O	10	88	2x.25	2x.65				2x.10	2.00	176.0	108.6	
486	O	10	24	2x.30	2x.25				2x.10	1.30	31.2	19.3	
487	O	10	222	2x.50	2x.25				2x.10	1.70	377.4	232.9	
488	O	10	340	2x.45	2x.15				2x.10	1.40	476.0	293.7	
489	O	10	28	2x.35	2x.20				2x.10	1.30	36.4	22.5	
490	O	10	60	2x.40	2x.25				2x.10	1.50	90.0	55.5	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSAS N+11.88/+N15.84							
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	22	25	32
PESO (kg)	6148.2	2231.8	1854.7	7231.5	862.9	930.6	3860.7	13428.7
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	36549.1		NOTA: LAS LOSAS N+11.88 Y N+15.84					
AREA DE LA LOSA (m2)	1031.3		TIENEN IGUAL GEOMETRIA Y ARMADO					
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	261.2		PERO LA PLANILLA ES PARA UNA SOLA LOSA					
CASETONES(60X60X25) =1385un.	CASETONES(60X30X25) = 200un.							

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

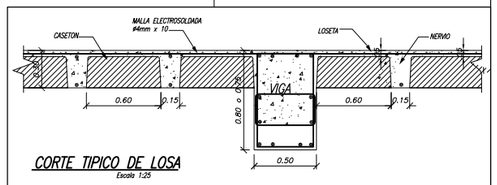
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_8



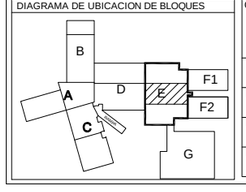
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



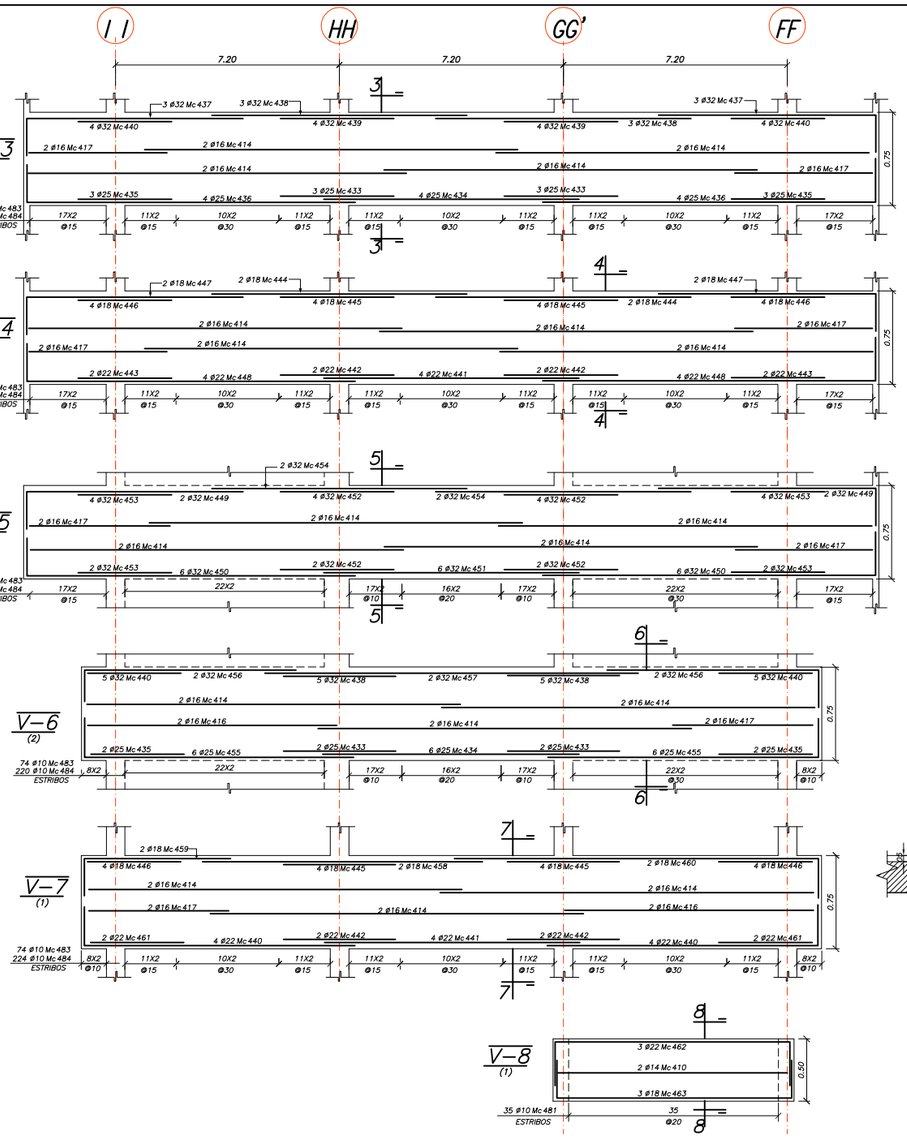
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+11.88 N+ 15.84
PLANTA Y NERVIOS

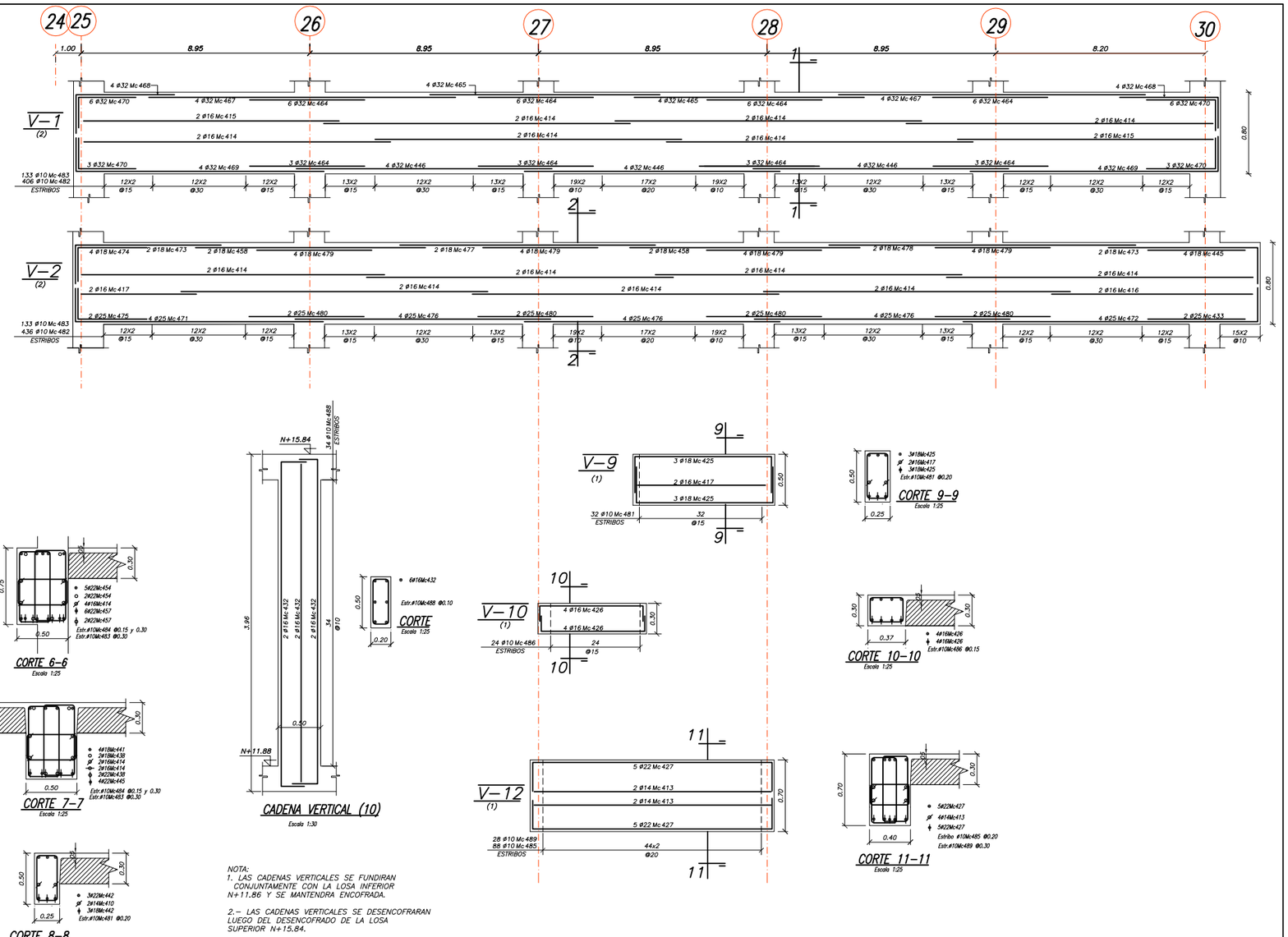
FECHA: MAYO 2013

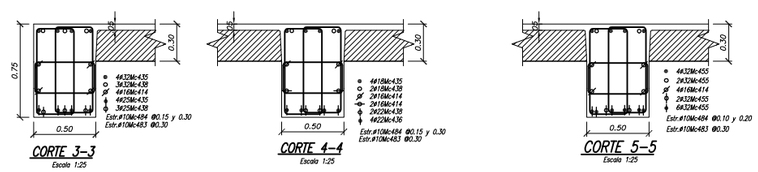
ESCALA: 1 : 200

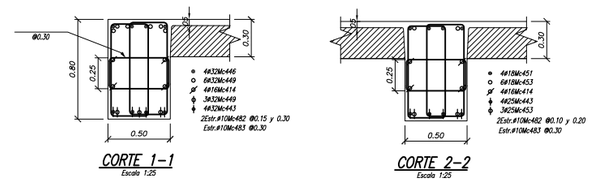
LAMINA: E_EC7

DE: E_EC14









NOTA:
1. LAS CADENAS VERTICALES SE FUNDIRAN CONJUNTAMENTE CON LA LOSA INFERIOR N+11.86 Y SE MANTENDRA ENCOFRADA.

2.- LAS CADENAS VERTICALES SE DESENCOFRARAN LUEGO DEL DESENCOFRADO DE LA LOSA SUPERIOR N+15.84.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_7

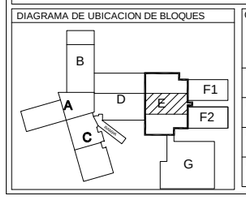
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



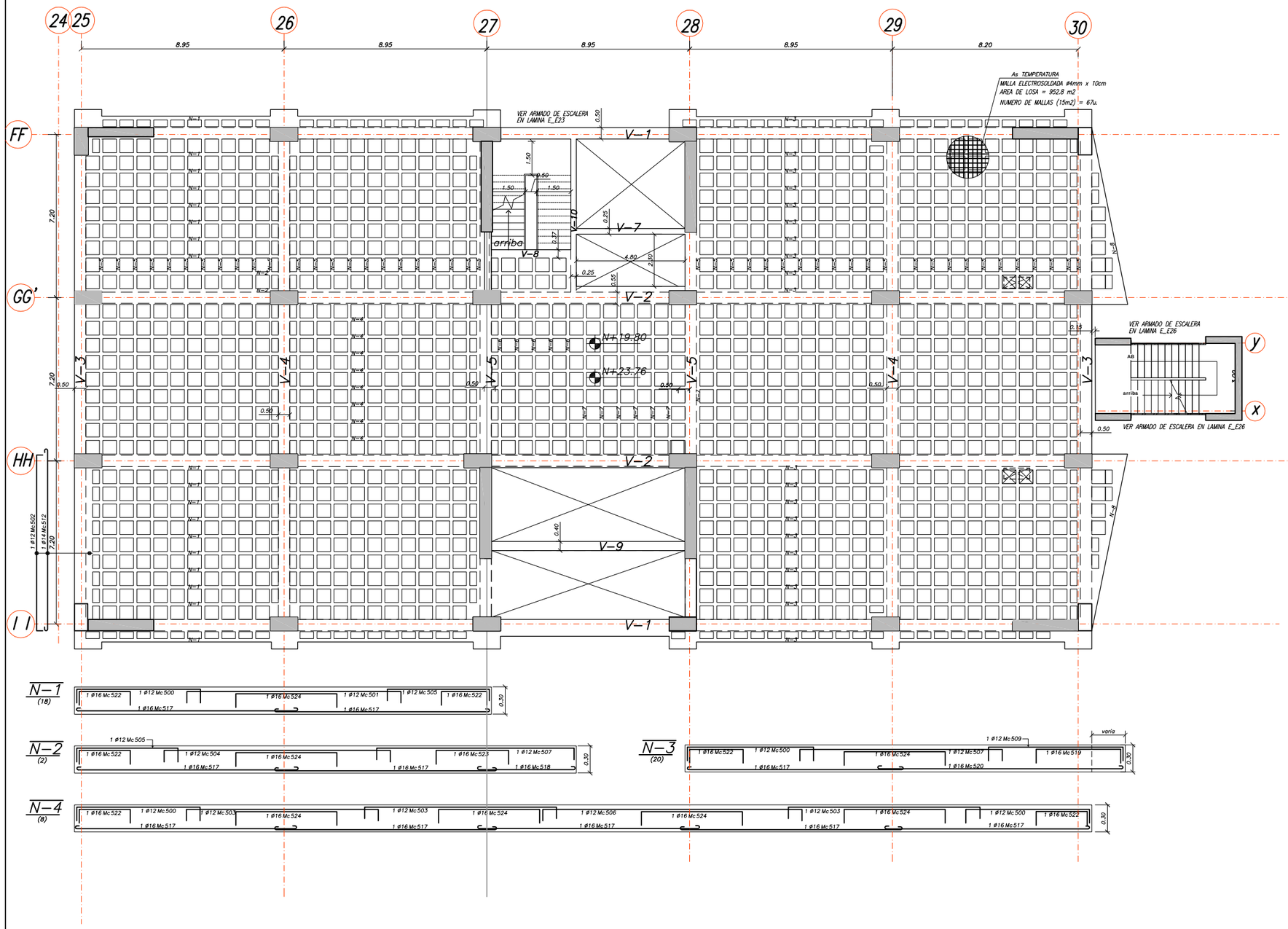
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+11.88 N+ 15.84
ARMADO DE VIGAS

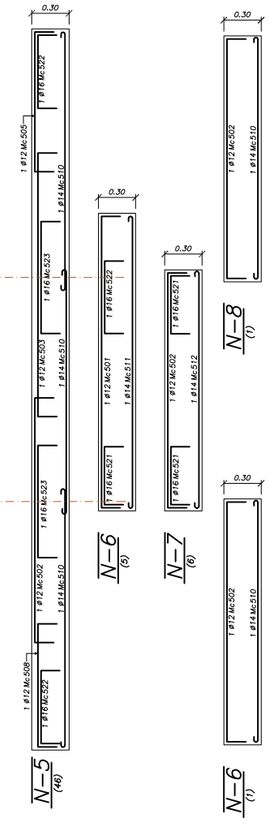
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EC8

DE: E_EC14

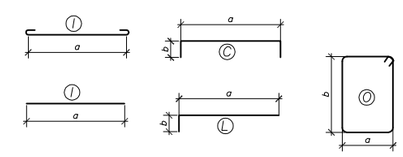




PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSAS N+19.80 / N+23.76													
500	C	12	54	5.46	2x.27					6.00	324.0	287.7	
501	C	12	23	9.46	2x.27					10.00	230.0	204.2	
502	C	12	54	7.76	2x.27					8.30	431.6	383.3	
503	C	12	70	8.56	2x.27					9.10	637.0	565.7	
504	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
505	C	12	66	4.46	2x.27					5.00	330.0	293.0	
506	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
507	C	12	22	8.96	2x.27					9.50	209.0	185.6	
508	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
509	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
510	I	14	140	7.90					2x.15	8.20	1148.0	1386.8	
511	I	14	5	9.50					2x.15	9.80	49.0	59.2	
512	I	14	6	7.70					2x.15	8.00	48.0	58.0	
513	I	16	28	10.50						10.50	294.0	463.9	
514	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
515	I	16	10	3.00						3.00	30.0	47.3	
516	I	16	26	6.00						6.00	156.0	246.2	
517	I	16	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1578.0	
518	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
519	C	16	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	113.6	VARIA(4.3/2.9)
520	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6)
521	C	16	17	1.86	2x.27					2.40	40.8	64.4	
522	C	16	171	2.26	2x.27					2.80	478.8	755.5	
523	C	16	94	3.46	2x.27					4.00	376.0	593.3	
524	C	16	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	568.1	
525	C	18	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	70.8	
526	C	18	8	4.10	2x.25					4.60	36.8	73.6	
527	C	22	10	9.50	2x.25					10.00	100.0	298.0	
528	L	25	24	7.50	0.30					7.80	188.6	721.4	
529	L	25	8	2.10	0.30					2.40	19.2	73.4	
530	I	25	32	3.80						3.80	121.6	465.0	
531	I	25	12	9.00						9.00	108.0	413.0	
532	I	32	14	12.00						12.00	168.0	1060.1	
533	I	32	24	3.80						3.80	91.2	329.2	
534	L	32	12	6.00	0.30					6.30	75.6	477.0	
535	L	32	96	2.70	0.30					3.00	288.0	1039.7	
536	L	32	8	2.10	0.30					2.40	19.2	121.2	
537	L	32	24	11.70	0.30					12.00	288.0	1817.3	
538	I	32	28	9.00						9.00	252.0	1590.1	
539	L	25	16	11.70	0.30					12.00	192.0	734.2	
540	I	25	24	3.80						3.80	91.2	348.7	
541	I	22	8	3.80						3.80	30.4	90.6	
542	I	22	24	9.00						9.00	216.0	643.7	
543	L	22	16	7.50	0.30					7.80	124.8	371.9	
544	L	22	8	2.10	0.30					2.40	19.2	57.2	
545	L	22	16	11.70	0.30					12.00	192.0	572.2	
546	L	18	32	2.70	0.30					3.00	96.0	192.0	
547	L	32	8	4.50	0.30					4.80	38.4	242.3	
548	L	32	8	5.70	0.30					6.00	48.0	302.9	
549	L	32	20	9.90	0.30					10.20	204.0	1287.2	
550	I	32	64	4.50						4.50	288.0	1817.3	
551	I	32	38	10.00						10.00	380.0	2397.0	
552	I	22	16	4.50						4.50	72.0	214.6	
553	I	22	36	10.00						10.00	360.0	1072.8	
554	I	22	16	12.00						12.00	192.0	572.2	
555	L	22	8	5.70	0.30					6.00	48.0	143.0	
556	L	22	8	4.50	0.30					4.80	38.4	114.4	
557	L	18	16	4.25	0.25					4.50	72.0	144.0	
558	L	22	24	9.90	0.30					10.20	244.8	729.5	
559	L	22	8	2.70	0.30					3.00	24.0	71.5	
560	O	10	67	2x.20	2x.45				2x.10	1.50	100.5	62.0	
561	O	10	1532	2x.30	2x.75				2x.10	2.30	3523.6	2174.1	
562	O	10	934	2x.45	2x.25				2x.10	1.60	1494.4	922.0	
563	O	10	1152	2x.30	2x.70				2x.10	2.20	2534.4	1563.7	
564	O	10	88	2x.25	2x.65				2x.10	2.00	176.0	108.6	
565	O	10	24	2x.30	2x.25				2x.10	1.30	31.2	19.3	
566	O	10	28	2x.35	2x.20				2x.10	1.30	36.4	22.5	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+19.80/ N+23.76							
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	22	25	32
PESO (kg)	4872.1	2308.3	1504.0	6224.4	480.4	4951.6	2755.7	12481.3
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	35577.8							
AREA DE LA LOSA (m2)	957.9							
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	249.1							
CASETONES(60X60X25) =1271un.	CASETONES(60X30X25) = 199un.							

NOTA: LAS LOSAS N+19.80 Y N+23.76 TIENEN IGUAL GEOMETRIA Y ARMADO PERO LA PLANILLA ES PARA UNA SOLA LOSA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTIMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12.1-61

HORMIGON

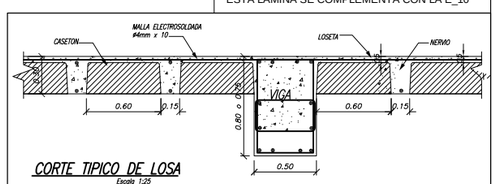
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_10



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

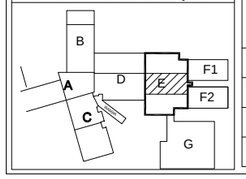
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



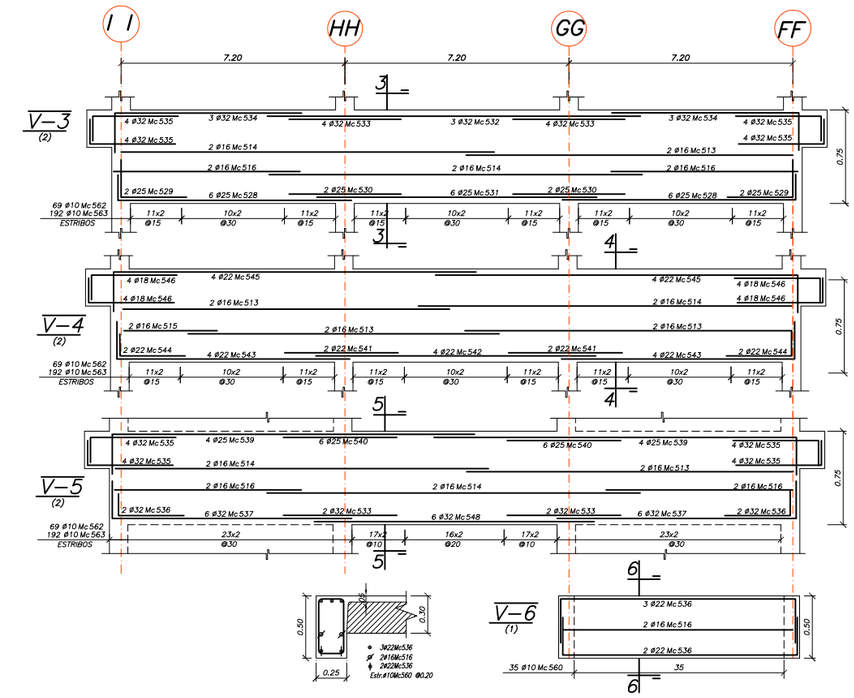
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 LOSAS N+19.80 N+ 23.76 PLANTA Y NERVIOS

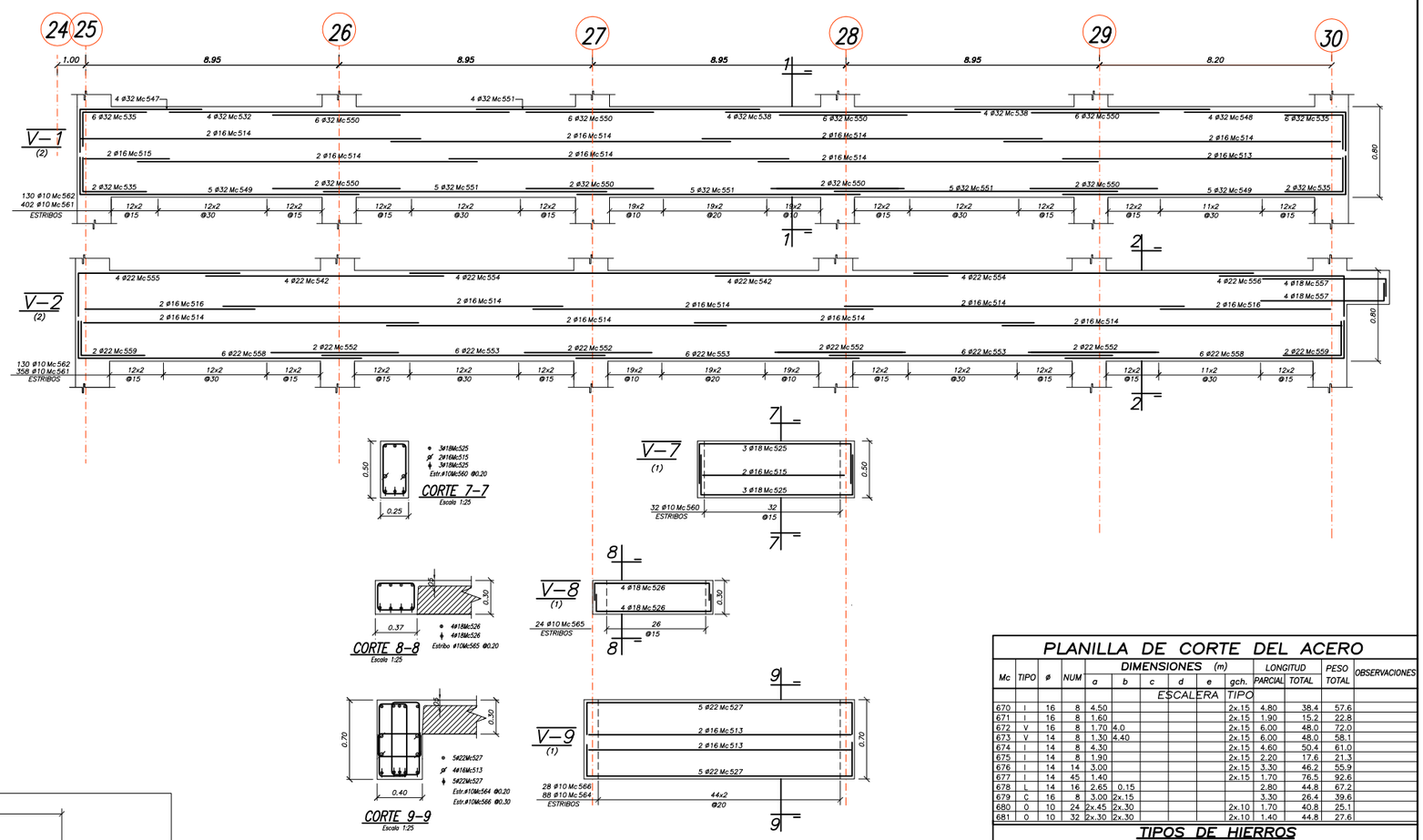
FECHA: MAYO 2013

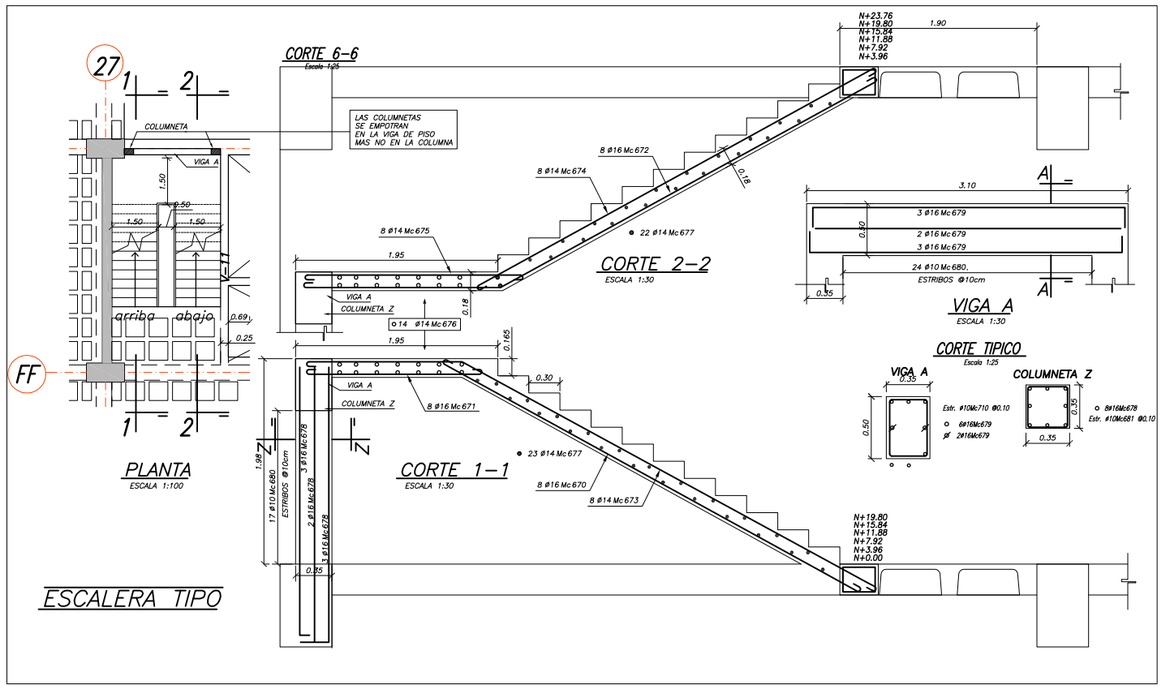
ESCALA: 1 : 200

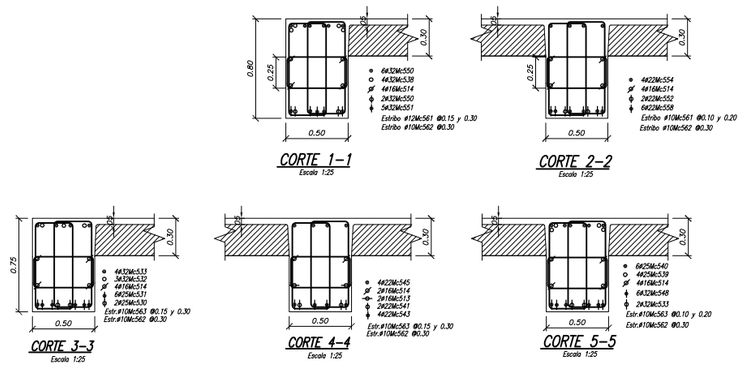
LAMINA: E_EC9

DE: E_EC14





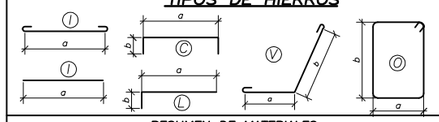




PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				ESCALERA TIPO									
670	I	16	8	4.50					2x.15	4.80	38.4	57.6	
671	I	16	8	1.60					2x.15	1.90	15.2	22.8	
672	V	16	8	1.70	4.0				2x.15	6.00	48.0	72.0	
673	V	14	8	1.30	4.40				2x.15	6.00	48.0	58.1	
674	I	14	8	4.30					2x.15	4.60	50.4	61.0	
675	I	14	8	1.90					2x.15	2.20	17.6	21.3	
676	I	14	14	3.00					2x.15	3.30	46.2	55.9	
677	I	14	45	1.40					2x.15	1.70	76.5	92.6	
678	L	14	16	2.65	0.15					2.80	44.8	67.2	
679	C	16	8	3.00	2x.15					3.30	26.4	39.6	
680	O	10	24	2x.45	2x.30				2x.10	1.70	40.8	25.1	
681	O	10	32	2x.30	2x.30				2x.10	1.40	44.8	27.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	ESCALERA TIPO						
DIAMETRO(mm)	10	14	16				
PESO (kg)	52.7	356.1	192.0	TOTAL PARA 6 ESCALERAS TIPO			
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	600.8			3604.8			
AREA DE LA LOSA (m2)	16.8			100.8			
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	3.1			18.6			

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

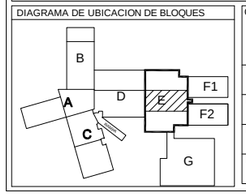
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+19.80 N+ 23.76
ARMADO DE VIGAS

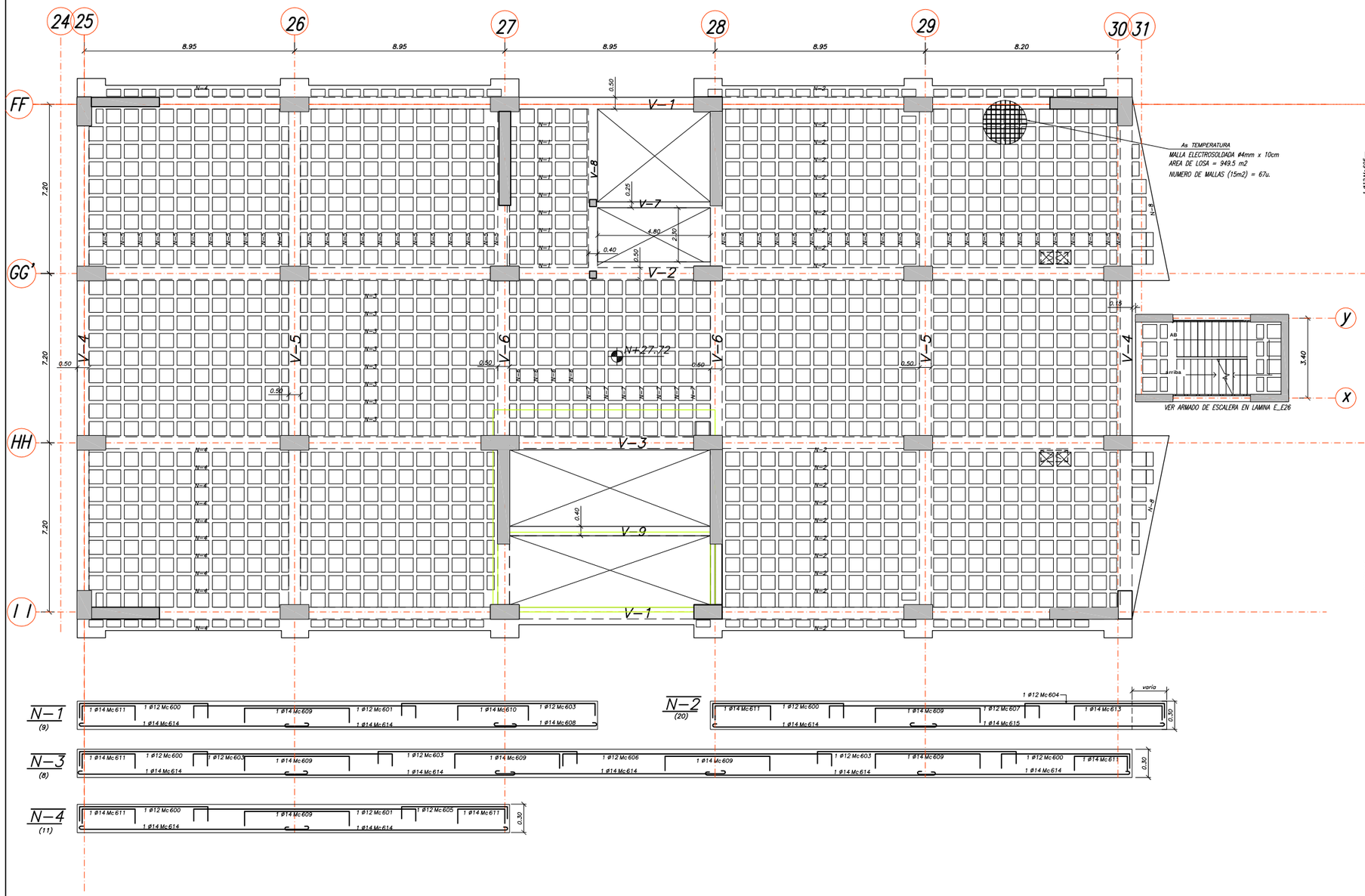
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EC10

DE: E_EC14

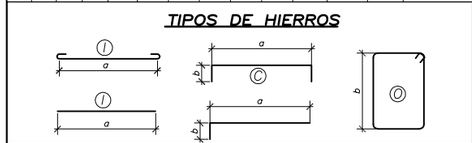
VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_9



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+27.72													
599	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
600	C	12	56	5.46	2x.27					6.00	336.0	298.4	
601	C	12	20	9.46	2x.27					10.00	200.0	177.6	
602	C	12	55	7.76	2x.27					8.30	456.5	405.4	
603	C	12	79	8.56	2x.27					9.10	718.9	638.4	
604	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
605	C	12	61	4.46	2x.27					5.00	305.0	270.8	
606	C	12	12	11.46	2x.27					12.00	144.0	127.9	
607	C	12	20	8.96	2x.27					9.50	190.0	168.7	
608	I	14	9	4.40					2x.15	4.70	42.3	51.1	
609	C	14	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	434.9	
610	C	14	105	3.46	2x.27					4.00	420.0	507.4	
611	C	14	159	2.26	2x.27					2.80	445.2	537.8	
612	C	14	22	1.86	2x.27					2.40	52.8	63.8	
613	C	14	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	87.0	VARIA(4.3/2.9)
614	I	14	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1208.0	
615	I	14	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	260.9	VARIA(11./10.6)
616	I	14	138	7.90					2x.15	8.20	1131.6	1367.0	
617	I	14	17	7.70					2x.15	8.00	136.0	164.3	
618	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
619	I	16	24	10.50						10.50	252.0	397.7	
620	I	16	12	3.00						3.00	36.0	56.8	
621	I	16	28	6.00						6.00	168.0	265.1	
622	I	16	8	7.50						7.50	60.0	94.7	
623	L	18	16	4.35	0.25					4.60	73.6	147.2	
624	L	18	96	2.70	0.30					3.00	288.0	576.0	
627	L	25	24	2.10	0.30					2.40	57.6	220.3	
628	L	25	16	7.50	0.30					7.80	124.8	477.2	
629	I	25	68	3.80						3.80	258.4	988.1	
630	I	25	8	12.00						12.0	96.0	367.1	
631	I	25	16	9.00						9.00	144.0	550.7	
632	L	25	16	6.00	0.30					6.30	100.8	385.5	
633	L	25	16	11.70	0.30					12.0	192.0	734.2	
634	L	25	16	7.70	0.30					8.00	128.0	489.5	
635	L	20	16	11.70	0.30					12.00	192.0	474.2	
636	L	20	16	7.50	0.30					7.80	124.8	308.3	
637	L	20	8	2.10	0.30					2.40	19.2	47.4	
638	L	20	24	9.00						9.00	216.0	533.5	
639	L	20	8	3.80						3.80	30.4	75.9	
640	I	20	16	12.00						12.00	192.0	474.2	
641	I	20	24	10.00						10.00	240.0	592.8	
642	I	20	12	4.50						4.50	54.0	133.4	
643	L	20	12	2.70	0.30					3.00	36.0	88.9	
644	L	20	8	5.70	0.30					6.00	48.0	118.6	
645	L	20	16	9.90	0.30					10.20	163.2	403.1	
646	L	20	8	4.50	0.30					4.80	38.4	94.8	
647	L	32	12	4.50	0.30					4.80	57.6	363.5	
648	L	32	12	5.70	0.30					6.00	72.0	454.3	
649	L	32	16	9.90	0.30					10.20	163.2	1029.8	
650	L	32	16	2.70	0.30					3.00	48.0	302.9	
651	I	32	32	4.50						4.50	144.0	908.6	
652	I	32	36	10.00						10.00	360.0	2271.6	
653	L	32	24	9.00						9.00	216.0	1363.0	
654	I	32	12	12.00						12.00	144.0	908.6	
655	C	18	8	7.50	2x.25					8.00	64.0	128.0	
656	C	20	6	5.60	2x.20					6.00	36.0	88.9	
657	C	20	8	9.50	2x.25					10.00	80.0	197.6	
658	O	10	1452	2x.30	2x.75				2x.10	2.30	3339.6	2060.5	
659	O	10	1152	2x.30	2x.70				2x.10	2.20	2534.4	1563.7	
660	O	10	934	2x.45	2x.25				2x.10	1.60	1494.4	922.0	
661	O	10	122	2x.25	2x.65				2x.10	2.00	244.0	150.5	
662	O	10	64	2x.35	2x.20				2x.10	1.30	83.2	51.3	
663	O	10	32	2x.20	2x.45				2x.10	1.50	48.0	29.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+27.72							
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25	32
PESO (kg)	4777.6	2372.2	4682.2	2253.4	851.2	3630.8	4212.6	7602.3
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	30382.3							
AREA DE LA LOSA (m2)	970.0							
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	246.5							
CASETONES(60X60X25) =1278un.	CASETONES(60X30X25) = 208un.							

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

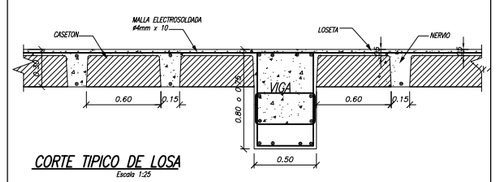
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_12



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

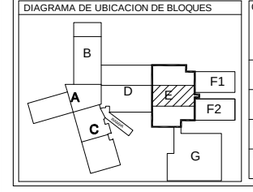
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



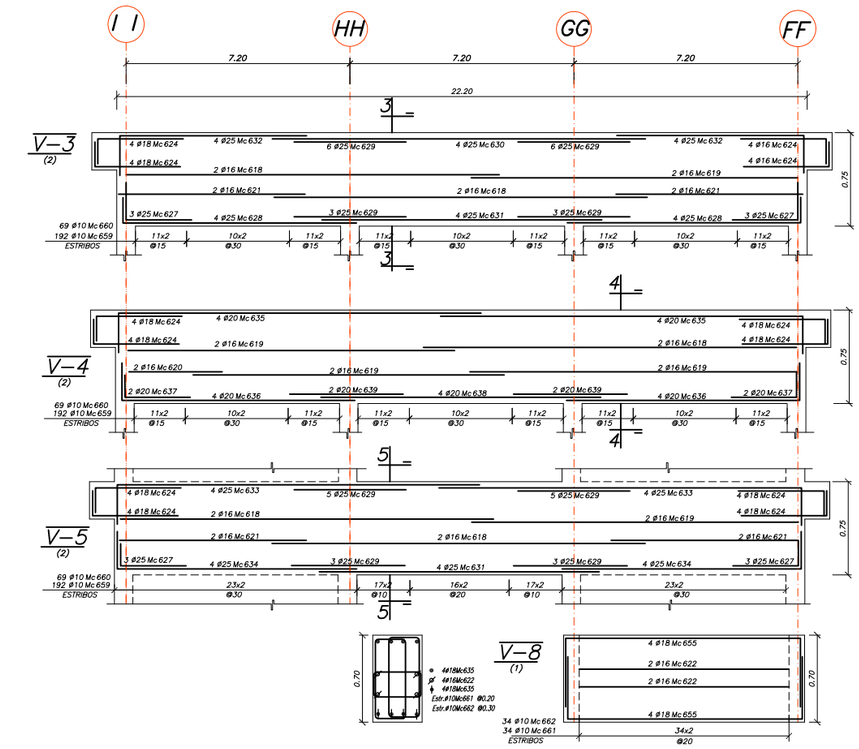
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+27.72
PLANTA Y NERVIOS

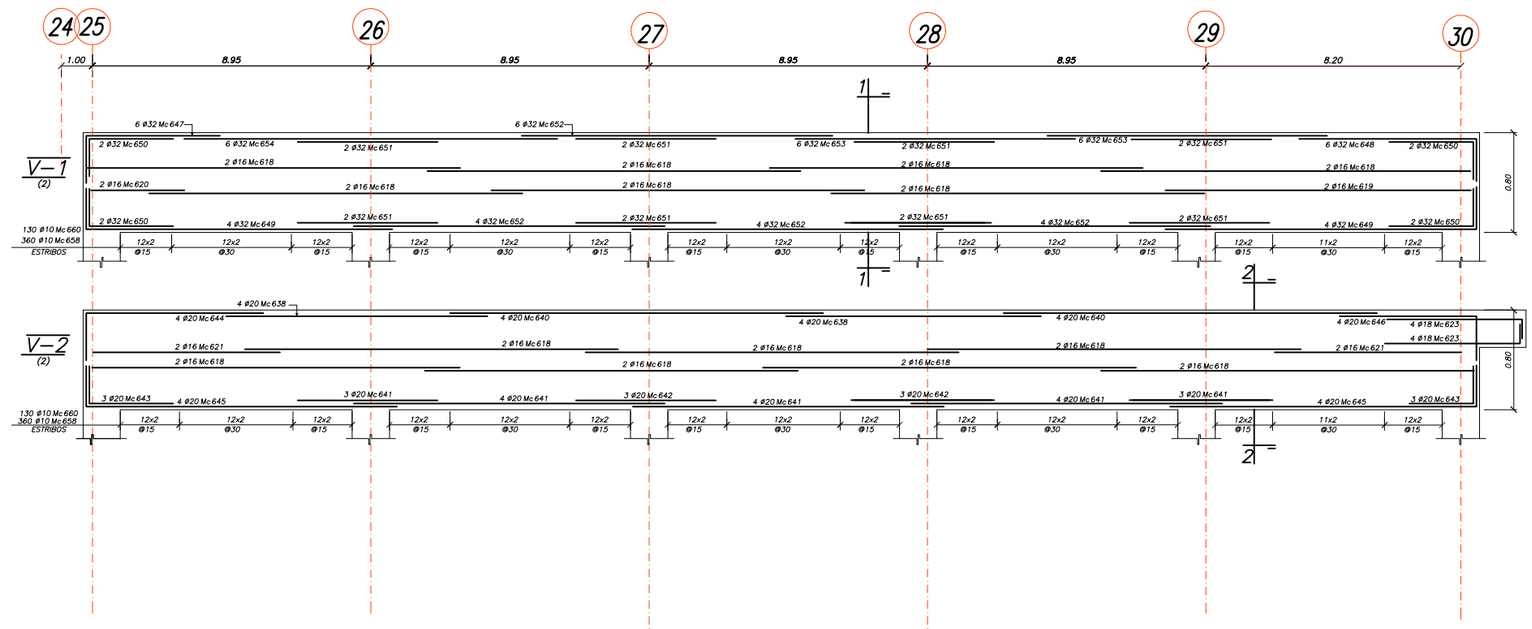
FECHA: MAYO 2013

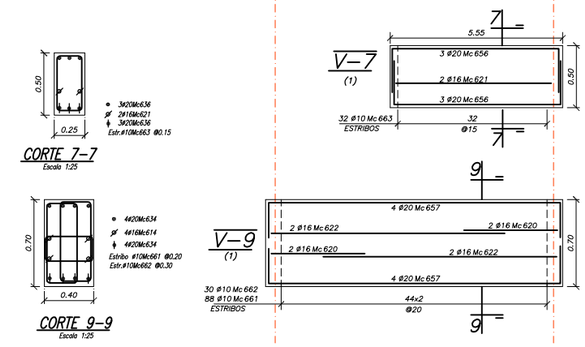
ESCALA: 1 : 200

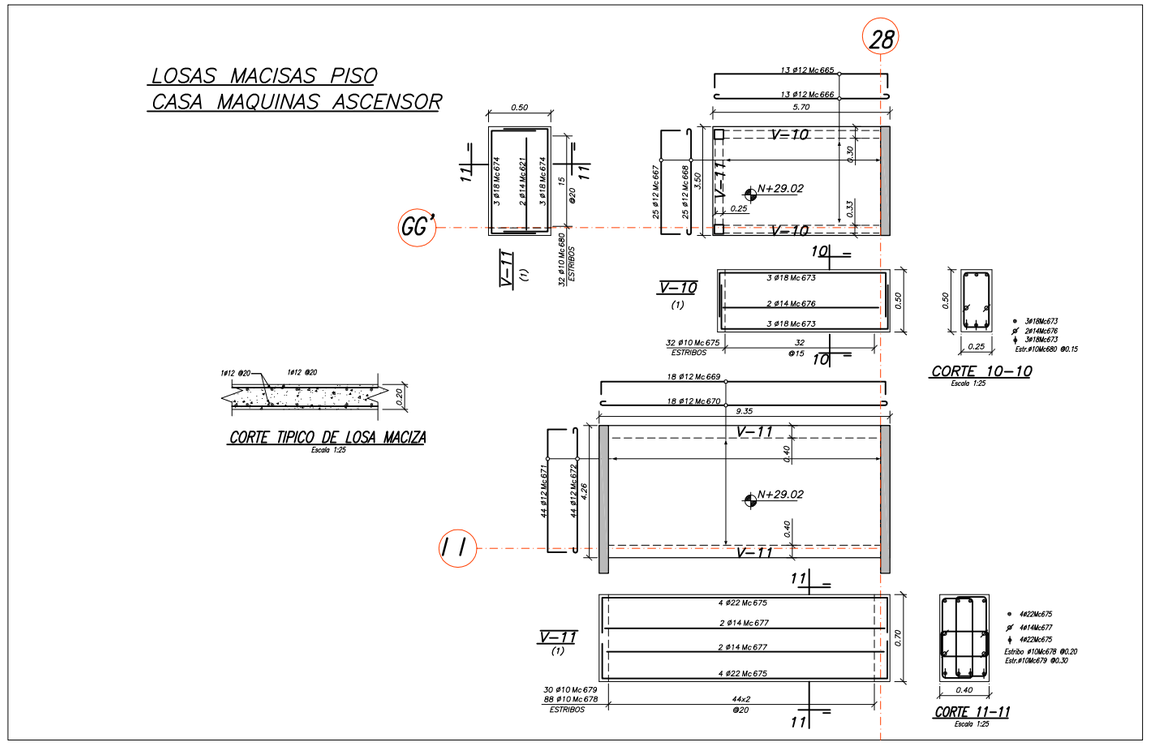
LAMINA: E_EC11

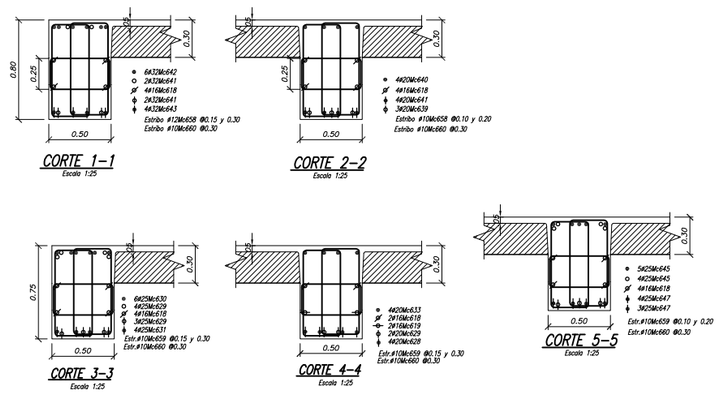
DE: E_EC14











VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_11

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSAS TAPAS DUCTOS ASCENSORES													
665	C	12	13	5.56	2x.17					5.90	76.7	68.1	
666	I	12	13	5.60					2x.15	5.90	76.7	68.1	
667	C	12	25	3.36	2x.17					3.70	92.5	82.1	
668	I	12	25	3.40					2x.15	3.70	92.5	82.1	
669	C	12	18	9.26	2x.17					9.60	172.8	153.4	
670	I	12	18	9.30					2x.15	9.60	172.8	153.4	
671	C	12	44	4.16	2x.17					4.50	172.8	153.4	
672	I	12	44	4.20					2x.15	4.50	172.8	153.4	
673	C	18	18	5.60	2x.30					6.20	172.8	153.4	
674	C	18	18	3.40	2x.30					4.00	172.8	153.4	
675	C	22	44	9.30	2x.35					10.0	172.8	153.4	
676	I	14	44	5.50						5.50	172.8	153.4	
677	I	14	44	9.20						9.20	172.8	153.4	
678	O	10	88	2x.25	2x.65				2x.10	2.00	176.0	108.6	
679	O	10	30	2x.35	2x.20				2x.10	1.30	39.0	24.1	
680	O	10	32	2x.20	2x.45				2x.10	1.50	48.0	29.6	

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+27.72						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	22
PESO (kg)	4916.4	2308.5	6307.2	570.6	2170.6	5354.2	1169.7
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	22797.3						
AREA DE LA LOSA (m2)	949.5						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	249.5						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=28OKg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

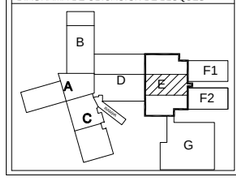
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



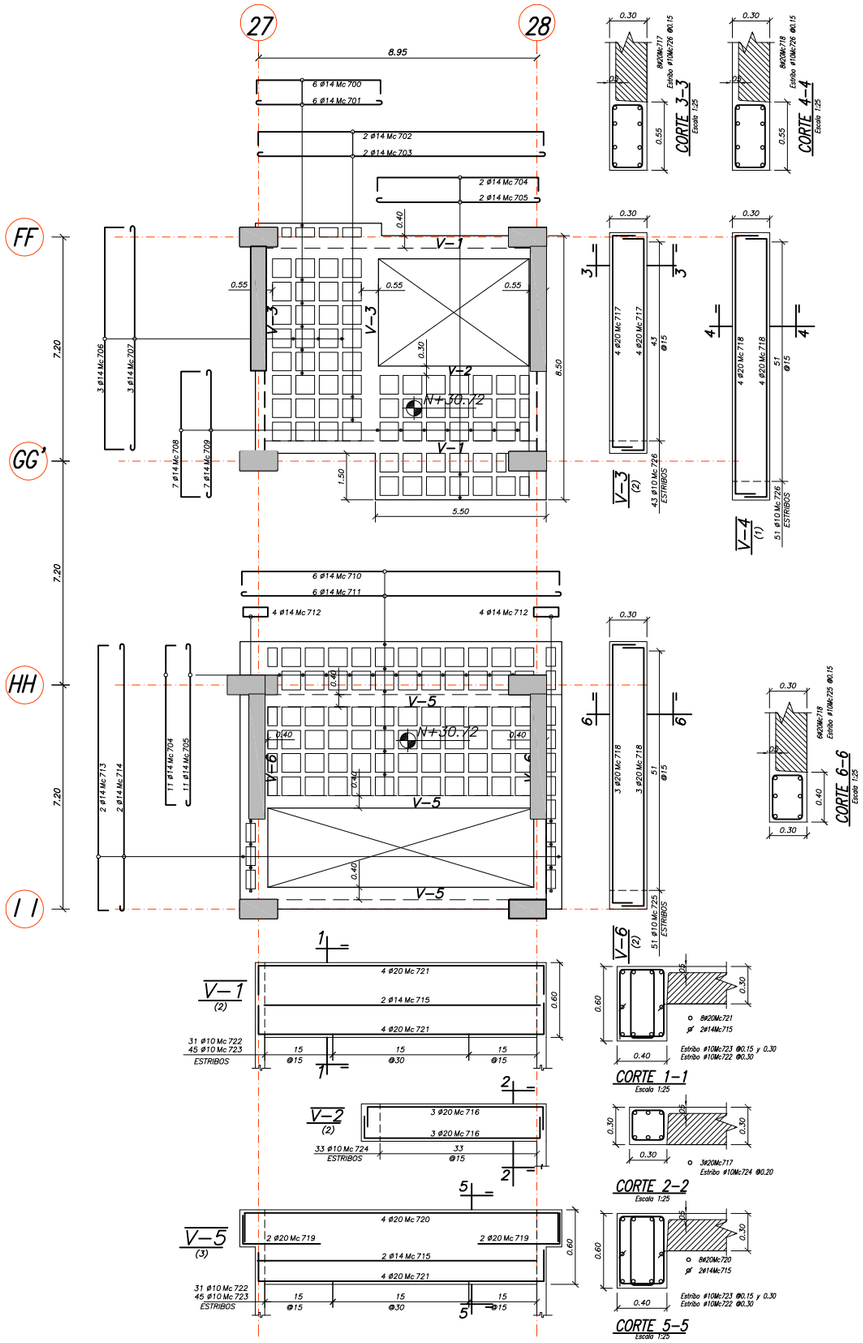
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
VIGAS LOSAS N+27.72
CASA DE MÁQUINAS ASCENSOR

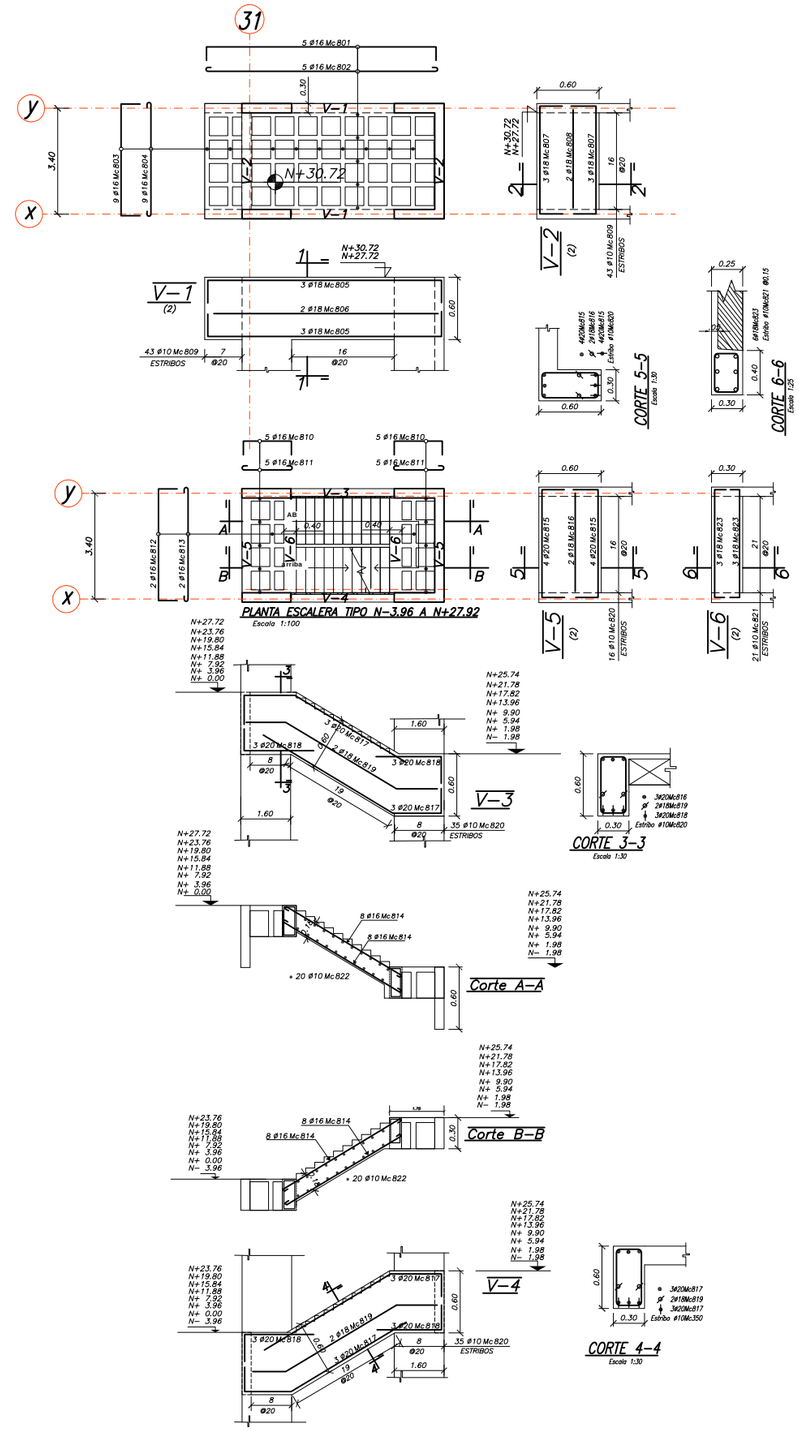
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EC12

DE: E_EC14

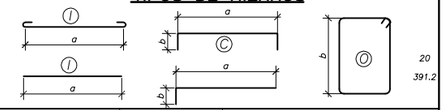




PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+30.72													
700	C	14	6	3.96	2x.27					4.50	27.0	32.6	
701	I	14	6	4.00					2x.15	4.30	25.8	31.2	
702	C	14	2	9.26	2x.27					9.80	19.6	23.7	
703	I	14	2	9.20					2x.15	9.50	19.0	23.0	
704	C	14	13	5.26	2x.27					5.80	75.4	91.1	
705	I	14	13	5.30					2x.15	5.60	72.8	87.9	
706	C	14	3	7.26	2x.27					7.80	23.4	28.3	
707	I	14	3	7.20					2x.15	7.50	22.8	27.5	
708	C	14	7	4.16	2x.27					4.70	32.9	39.7	
709	I	14	7	4.20					2x.15	4.50	31.5	38.1	
710	C	14	6	10.26	2x.27					10.80	64.8	78.3	
711	I	14	6	10.20					2x.15	10.50	63.0	76.1	
712	O	14	8	2x.80	2x.30				2x.15	2.50	20.0	24.2	
713	C	14	2	8.46	2x.27					9.00	18.0	21.7	
714	I	14	2	8.50					2x.15	8.80	17.6	21.3	
715		14	10	9.00						9.00	90.0	108.7	
716	C	20	12	5.90	2x.25					6.40	76.8	189.7	
717	C	20	16	7.00	2x.25					7.50	120.0	296.4	
718	C	20	20	8.40	2x.25					8.90	178.0	439.7	
719	L	20	12	2.60	0.40					3.00	36.0	88.9	
720	C	20	12	10.00	2x.40					10.80	129.6	319.6	
721	C	20	28	9.16	2x.27					9.70	271.6	669.8	
722	O	10	155	2x.32	2x.18				2x.10	1.20	186.0	114.8	
723	O	10	225	2x.32	2x.52				2x.11	1.90	427.5	263.8	
724	O	10	66	2x.22	2x.22				2x.11	1.10	72.6	44.8	
725	O	10	102	2x.32	2x.22				2x.11	1.30	132.6	81.8	
726	O	10	188	2x.42	2x.22				2x.11	1.50	282.0	174.0	
ESCALERA TIPO-LOSA CUBIERTA N+30.72													
801	C	16	5	7.56	2x.27					8.10	40.5	60.8	
802	I	16	5	7.60					2x.15	7.90	39.5	59.3	
803	C	16	9	3.56	2x.27					4.00	36.0	54.0	
804	I	16	9	3.60					2x.15	3.90	35.1	52.7	
805	C	18	12	7.60	2x.20					8.00	96.0	192.0	
806	I	18	4	7.50						7.50	30.0	60.0	
807	C	18	12	3.60	2x.20					4.00	48.0	96.0	
808	I	18	4	3.50						3.50	14.0	28.0	
809	O	10	172	2x.22	2x.52				2x.11	1.70	292.4	180.4	
ESCALERA TIPO N-3.96 A 27.72													
810	C	16	10	1.66	2x.27					2.10	21.0	31.5	
811	I	16	10	1.60					2x.15	1.90	19.0	28.5	
812	C	16	2	3.46	2x.27					4.00	8.0	12.0	
813	I	16	2	3.40					2x.15	3.70	7.4	13.4	
814	I	16	32	4.30					2x.15	4.60	147.2	220.8	
815	C	20	16	3.40	2x.25					3.90	62.4	154.1	
816	I	18	4	3.40						3.40	13.6	27.2	
817	N	20	12	1.60	3.60	0.40				5.60	67.2	166.0	
818	L	20	12	2.10	0.30					2.40	28.8	71.1	
819	Z	18	4	1.00	4.00	1.00				6.00	24.0	48.0	
820	O	10	102	2x.22	2x.52				2x.11	1.70	173.4	107.0	
821	O	10	42	2x.32	2x.22				2x.11	1.30	54.6	33.7	
822	I	10	40	1.40					2x.15	1.70	68.0	42.0	
823	C	18	12	3.40	2x.25					3.90	46.8	93.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES	LOSAS CUBIERTA			ESCALERA DE EMERGENCIA					
ACERO DE REFUERZO	C.MAQUINAS N+30.72			LOSA CUB N+30.72			ESC.TIPO.N-3.96 A 27.72		
DIAMETRO(mm)	10	14	20	10	16	18	10	16	18
PESO (kg)	679.1	753.4	2004.1	180.4	726.8	376.0	182.6	306.2	168.8
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	3436.6			1283.2			1048.8		
AREA DE LA LOSA (m2)	125.8			29.0			21.4		
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	29.3			9.5			6.9		
CASETONES(60X60X25) =137un.	137un.								
CASETONES(60X30X25) =137un.	25un.								

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c==280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

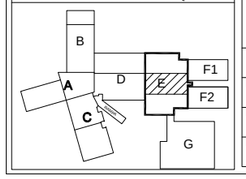
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



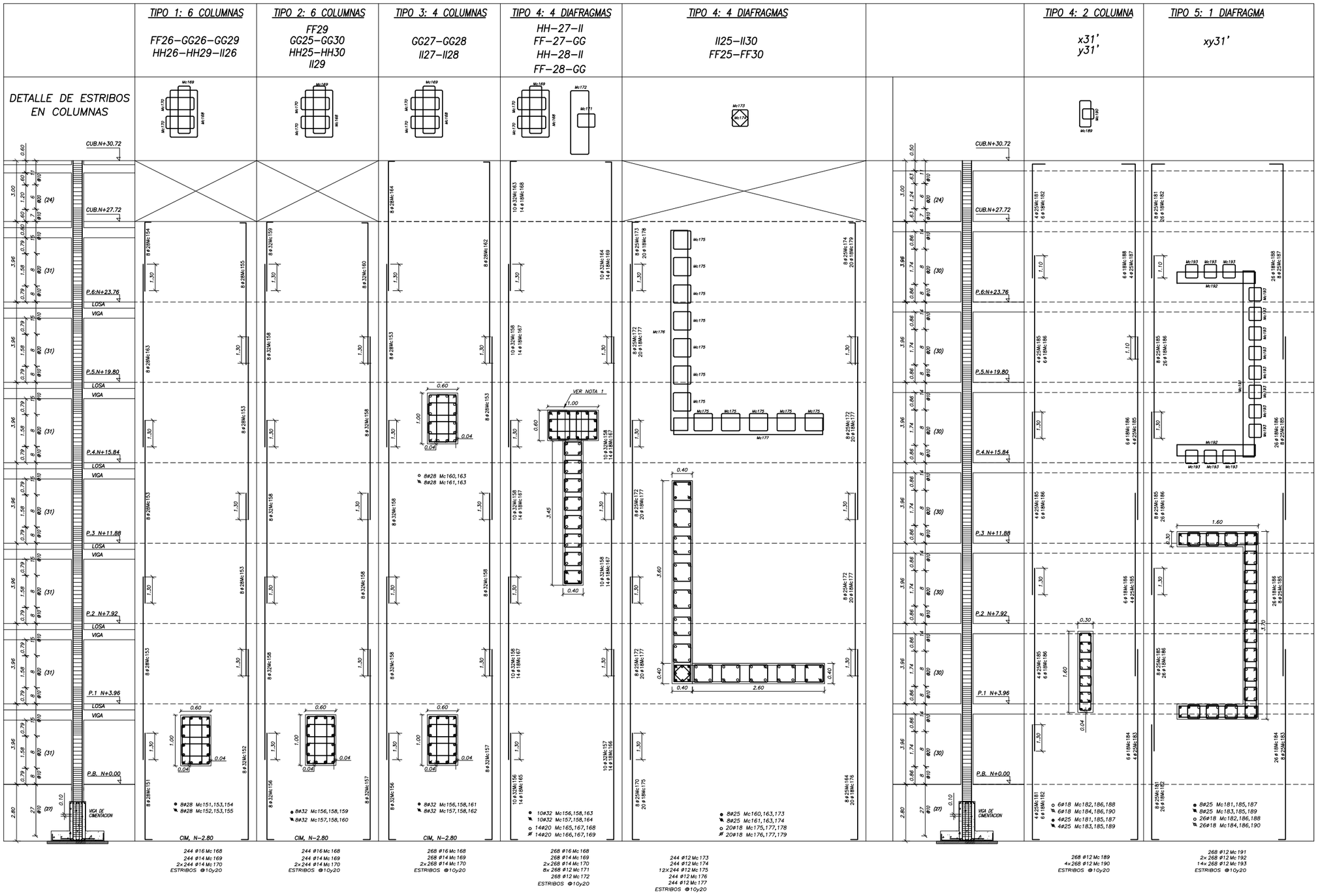
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSA N+30.72
ESCALERA EMERGENCIA

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EC13

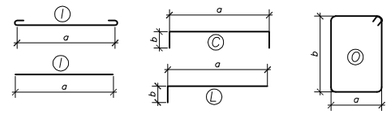
DE: E_EC14



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
COLUMNAS HOSPITALIZACION_2													
151	L	28	48	5.20	0.30					5.80	278.4	1344.7	
152	L	28	48	9.40	0.30					9.70	174.6	843.3	
153	I	28	304	9.00						9.00	2736.0	3214.9	
154	L	28	48	3.40	0.30					3.70	177.6	857.8	
155	L	28	48	6.90	0.30					7.20	345.6	1669.2	
156	L	32	136	5.20	0.30					5.50	748.0	4719.9	
157	L	32	136	9.40	0.30					9.70	1319.2	8324.2	
158	I	32	536	9.00						9.00	4824.0	30439.4	
159	L	32	48	3.40	0.30					3.70	177.6	1120.7	
160	L	32	48	6.90	0.30					7.20	345.6	2180.7	
161	L	32	72	6.40	0.30					6.70	482.4	3043.9	
162	L	32	72	9.90	0.30					10.20	734.4	4634.1	
163	L	20	56	5.20	0.30					5.50	308.0	760.8	
164	L	20	56	9.40	0.30					9.70	543.2	1341.7	
165	I	20	280	9.00						9.00	2520.0	6224.4	
166	L	20	56	3.40	0.30					3.70	207.2	511.8	
167	L	20	56	6.90	0.30					7.20	403.2	995.9	
168	O	16	5072	2x.52	2x1.12				2x.11	3.50	17752.0	26628.0	
169	O	14	5072	2x.20	2x1.12				2x.10	2.84	14404.5	17429.4	
170	O	14	13392	2x4.52	2x.32				2x.11	9.90	132581	160423	
171	O	12	2144	2x.35	2x.25				2x.10	1.40	3001.6	2663.9	
172	O	12	1072	2x3.42	2x.32				2x.11	7.70	8254.4	7325.8	
173	O	12	976	2x.32	2x.32				2x.10	1.50	1464.0	1299.3	
174	O	12	976	2x.25	2x.25				2x.10	1.20	1171.2	1039.4	
175	O	12	11712	2x.35	2x.35				2x.10	1.60	18739.2	16631.0	
172	O	12	976	2x3.92	2x.32				2x.11	8.70	8491.2	7535.9	
172	O	12	976	2x2.92	2x.32				2x.11	6.70	6539.2	5803.5	
COLUMNAS ESCALERA EMERGENCIA													
181	L	25	32	5.70	0.30					6.00	192.0	474.2	
182	L	18	76	5.70	0.30					6.00	456.0	912.0	
183	L	25	16	9.50	0.30					9.80	156.8	387.3	
184	L	18	38	9.50	0.30					9.80	372.4	744.8	
185	I	25	80	9.00						9.00	720.0	1778.4	
186	I	18	190	9.00						9.00	1710.0	3420.0	
187	L	25	16	9.70	0.30					10.00	160.0	395.2	
188	L	18	64	9.70	0.30					10.00	640.0	1280.0	
189	O	12	536	2x1.52	2x.22				2x.11	3.70	1983.2	1760.1	
190	O	12	2144	2x.18	2x.22				2x.10	1.00	2144.0	1902.8	
191	O	12	268	2x1.52	2x.22				2x.11	3.70	991.6	880.0	
192	O	12	536	2x.23	2x.22				2x.10	1.10	589.6	523.3	
193	O	12	3752	2x3.62	2x.22				2x.11	7.90	29640.8	26306.2	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	COLUMNAS HOSPITALIZACION_2						COLUMNAS ESCALERA EMERGENCIA		
DIAMETRO(mm)	12	14	16	20	28	32	12	18	25
PESO (kg)	42298.9	177852.4	26628.0	9834.6	17929.9	54462.9	31372.4	6356.8	3035.1
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	329005.8						40764.3		
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	807.5						103.2		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: **Fy=4200Kg/cm2**
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS: 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1–61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: **F'c=280Kg/cm2**

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

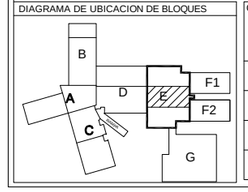
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



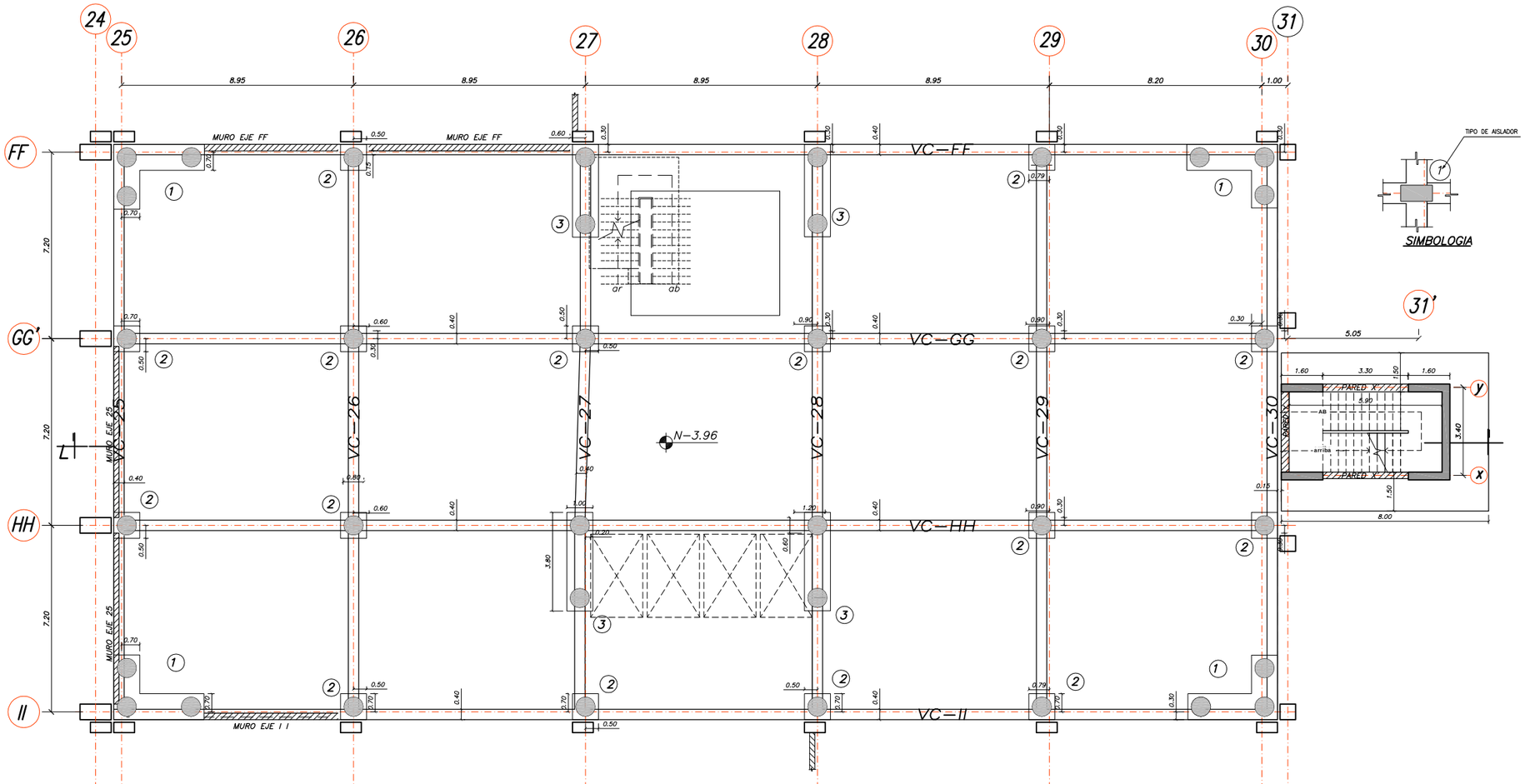
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
CUADRO DE COLUMNAS
CUADRO DE DIAFRAGMAS

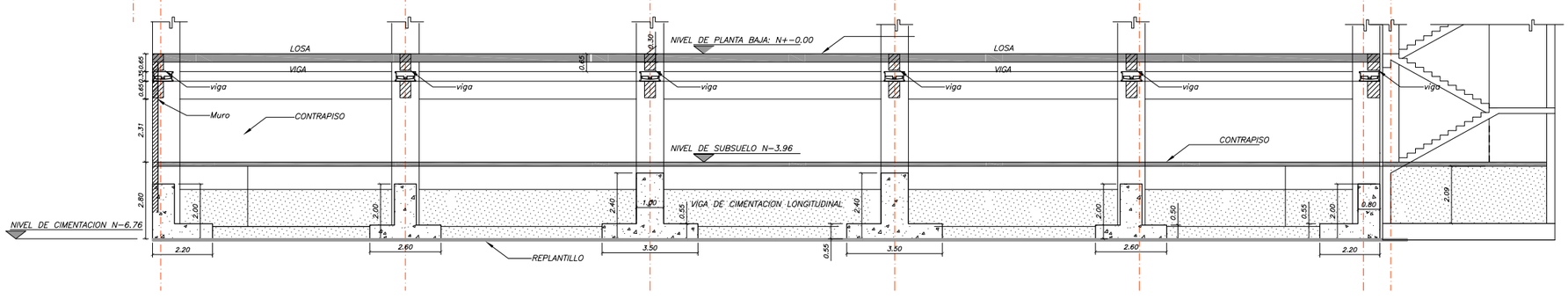
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EC14

DE: E_EC14





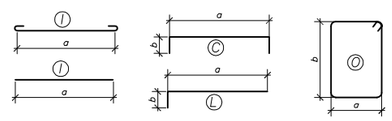
CORTE L-L LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO =25T/M2 SEGUN INFORME DE MECANICA DE SUELOS DE GEOSUELOS CIA. LTDA.DE DICIEMBRE 2010 (VERIFICAR EN OBRA)

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
VIGAS DE CIMENTACION													
101	O	12	736	2x1.9	2x.45				2x.10	4.90	3606.4	3202.5	
102	O	12	904	2x.70	2x.50				2x.10	2.60	2350.4	2087.2	
103	O	12	368	2x2.3	2x.60				2x.10	6.00	2208.0	1960.7	
104	O	12	150	2x.90	2x.65				2x.10	3.30	495.0	439.6	
105	O	12	1440	2x1.7	2x.45				2x.10	4.50	6480.0	5754.2	
106	C	12	222	2.10	2x.45					3.00	666.0	591.4	
107	C	12	222	2.50	2x.40					3.30	732.6	650.5	
108	C	12	222	3.40	2x.40					4.20	932.4	828.0	
109	C	12	900	1.70	2x.35					2.40	2160.0	1918.1	
110	I	14	310	12.00						12.00	3720.0	4493.8	
111	I	14	204	6.00						6.00	1224.0	1478.6	
112	I	14	24	10.60						10.60	254.4	307.3	
113	I	14	450	1.70					2x.15	2.00	900.0	1087.2	
114	I	14	222	2.50					2x.15	2.80	621.6	750.9	
115	C	16	450	1.70	2x.30					2.30	1035.0	1633.2	
116	C	20	222	2.10	2x.25					2.60	577.2	1423.4	
117	C	20	222	3.40	2x.30					4.00	888.0	2189.8	
118	L	32	24	4.20	0.40					4.60	110.4	697.0	
119	I	32	80	4.50						4.50	360.0	2272.7	
120	L	32	24	9.20	0.40					9.60	230.4	1454.5	
121	L	32	112	11.6	0.40					12.00	1344.0	8484.7	
122	L	32	48	8.60	0.40					9.00	432.0	2727.2	
123	I	32	36	8.00						8.00	288.0	1818.1	
124	I	32	56	5.40						5.40	302.4	1909.1	
125	I	32	24	4.00						4.00	96.0	606.0	
126	I	32	104	12.00						12.00	1248.0	7878.6	
127	L	32	64	6.60	0.40					7.00	448.0	2828.2	
128	I	32	96	9.00						9.00	864.0	5454.4	
VIGAS N-1.OO													
218	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
219	I	16	8	3.00						3.00	24.0	37.9	
220	I	16	24	6.00						6.00	144.0	227.2	
221	C	16	109	1.86	2x.27					2.40	261.6	412.8	
222	I	16	116	9.70					2x.15	10.00	1160.0	1830.5	
223	I	16	4	5.70					2x.15	6.00	24.0	37.9	
224	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
225	C	16	79	2.26	2x.27					2.80	221.2	349.1	
226	C	16	76	4.46	2x.27					5.00	380.0	599.6	
227	C	16	98	3.46	2x.27					4.00	392.0	618.6	
228	L	20	36	7.50	0.30					7.80	280.8	693.6	
229	I	20	42	9.00						9.00	378.0	933.7	
230	L	20	32	11.70	0.30					12.0	384.0	948.5	
231	L	20	8	2.00	0.30					2.30	18.4	45.5	
232	I	20	8	3.60						3.60	28.8	71.1	
233	L	25	20	8.00	0.30					8.30	166.0	634.8	
234	L	25	16	11.70	0.30					12.00	192.0	734.2	
235	I	25	10	9.00						9.00	90.0	344.2	
236	C	18	6	7.50	2x.25					8.00	48.0	96.0	
237	C	16	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	53.1	
238	C	20	6	4.10	2x.25					4.60	27.6	68.2	
239	C	18	8	9.40	2x.30					10.00	80.0	160.0	
240	L	20	8	4.50	0.30					4.80	38.4	94.9	
241	L	20	8	5.70	0.30					6.00	48.0	118.6	
242	L	20	8	2.70	0.30					3.00	24.0	59.3	
243	L	20	16	9.90	0.30					10.20	163.2	403.1	
244	L	20	16	5.60	0.40					6.00	96.0	236.7	
245	I	20	8	12.00	0.40					12.00	96.0	237.2	
246	I	20	24	10.00						10.00	240.0	592.8	
247	I	20	16	4.50						4.50	72.0	177.8	
248	L	25	20	9.90	0.30					10.20	204.0	780.1	
249	L	25	8	5.70	0.30					6.00	48.0	183.6	
250	L	25	8	4.50	0.30					4.80	38.4	146.8	
251	I	25	16	12.00						12.00	192.0	734.2	
252	I	25	30	10.00						10.00	300.0	1147.2	
253	O	10	1520	2x.25	2x.60				2x.10	1.90	2888.0	1780.2	
254	O	10	548	2x.35	2x.15				2x.10	1.20	657.6	405.4	
255	O	10	1187	2x.35	2x.55				2x.10	2.00	2374.0	1463.4	
256	O	10	32	2x.35	2x.25				2x.10	1.40	44.80	883.7	
257	O	10	24	2x.30	2x.25				2x.10	1.30	31.2	19.3	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	VIGAS DE CIMENTACION				VIGAS BAJO EL SISTEMA DE AISLACIÓN			
DIAMETRO(mm)	12	14	16	20	10	16	20	25
PESO (kg)	536.8	1493.9	871.2	3971.2	4552.0	5552.7	4681.0	4705.1
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	6873.1				19490.8			
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	100.0				78.7			
VOLUMEN REPLANTILLO (m3)	15.9							
VOLUMEN H.CICLOPEO								

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12.1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

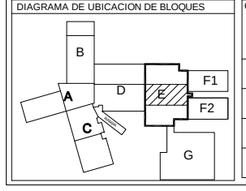
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



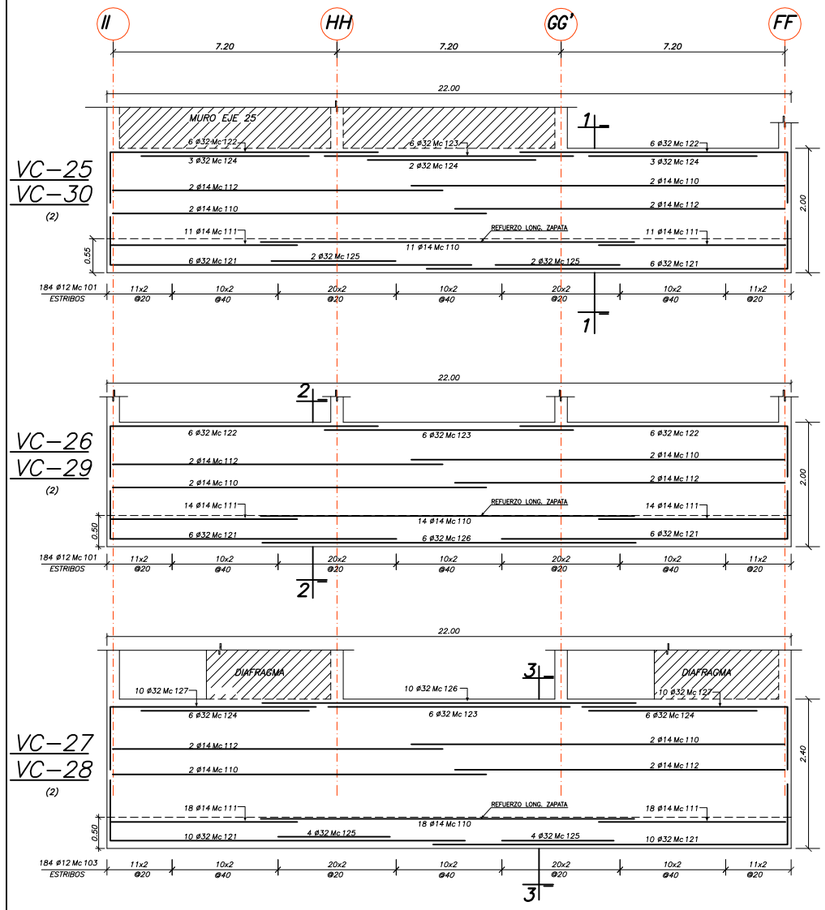
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
PLANTA DE CIMENTACIÓN
UBICACIÓN DE AISLADORES SISMICOS

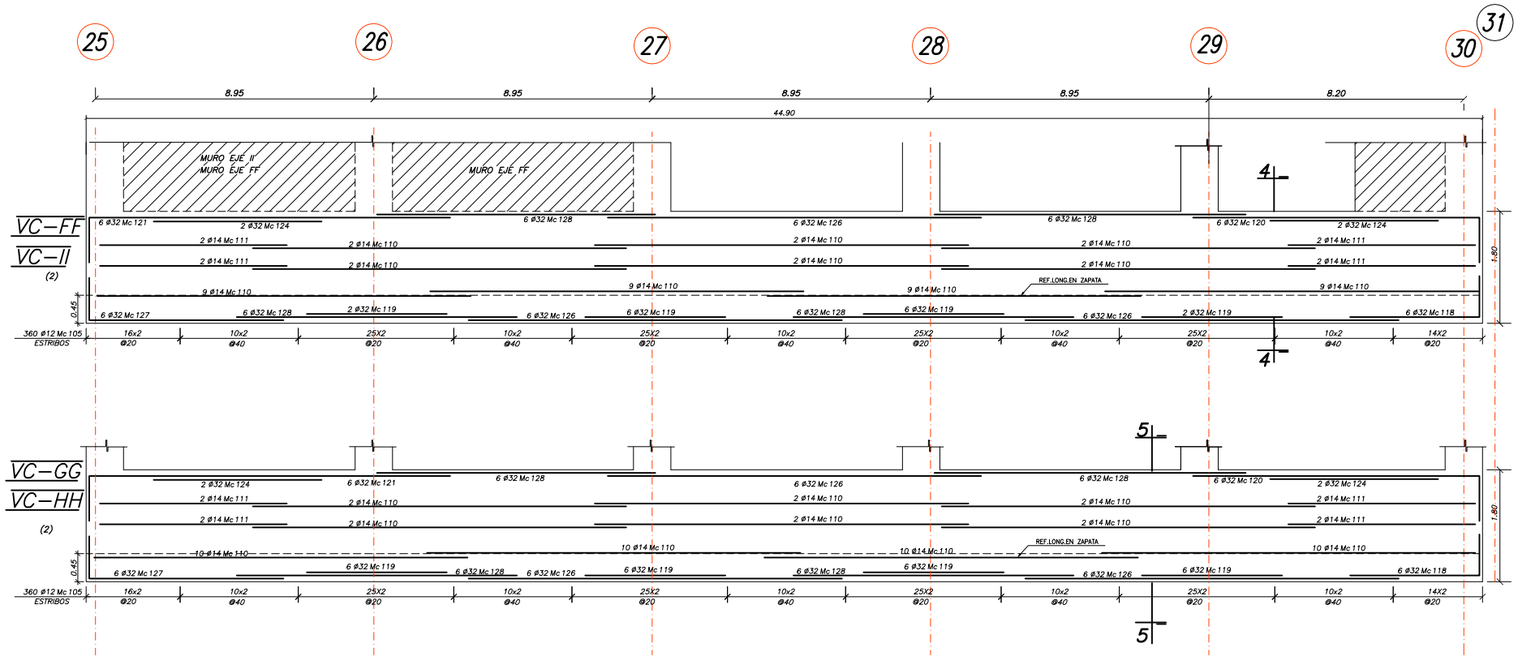
FECHA: MAYO 2013

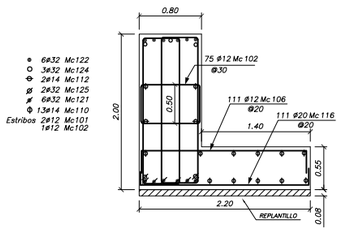
ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA1

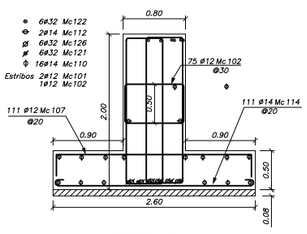
DE: E_EA16



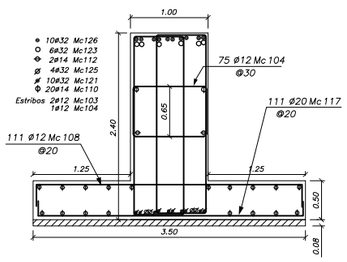




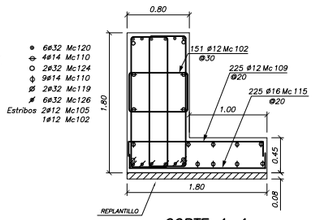
CORTE 1–1
ESCALA 1:40



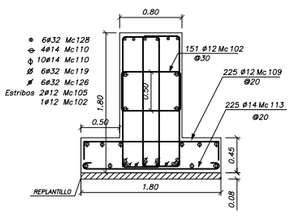
CORTE 2–2
ESCALA 1:40



CORTE 3–3
ESCALA 1:40



CORTE 4–4
ESCALA 1:40



CORTE 5–5
ESCALA 1:40

VER PLANILLA DE HIERROS EN LAMINA E_EA1

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12.1–61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

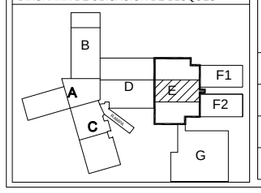
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



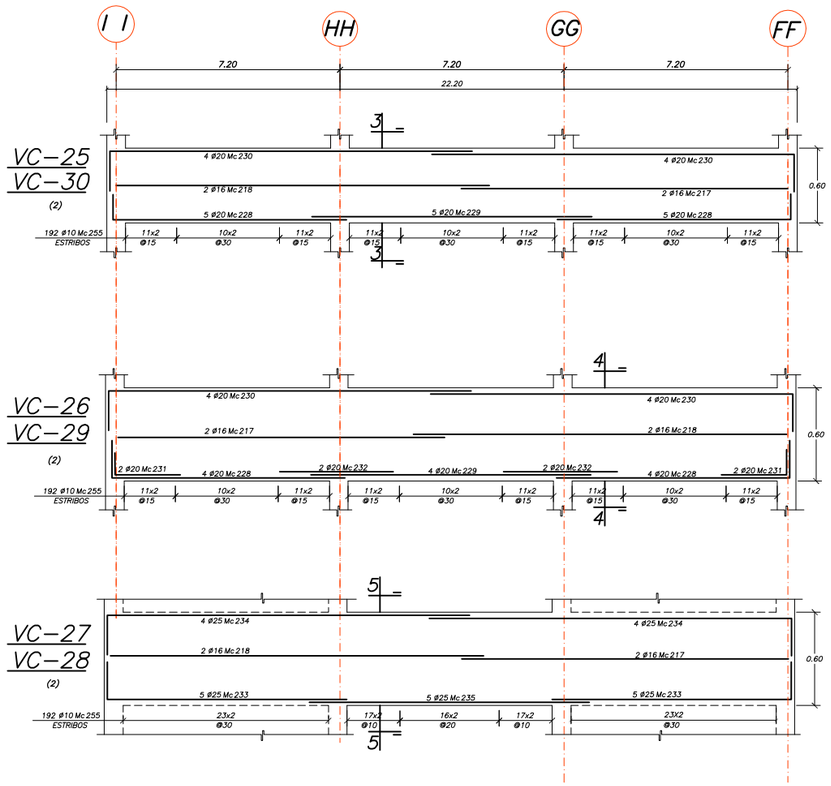
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N- 3.96
VIGAS DE CIMENTACIÓN

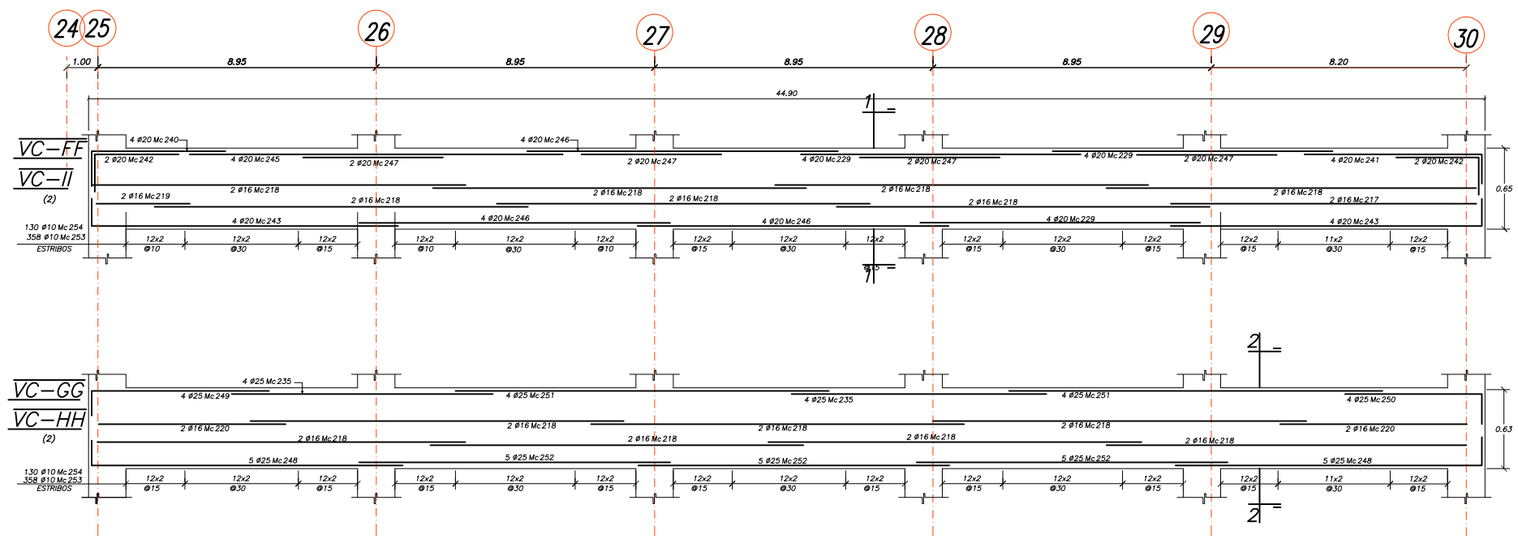
FECHA: MAYO 2013

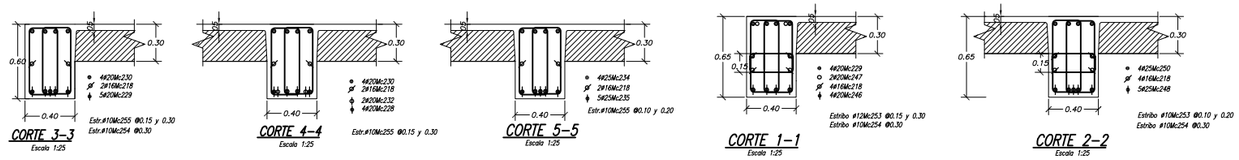
ESCALA: 1 : 200

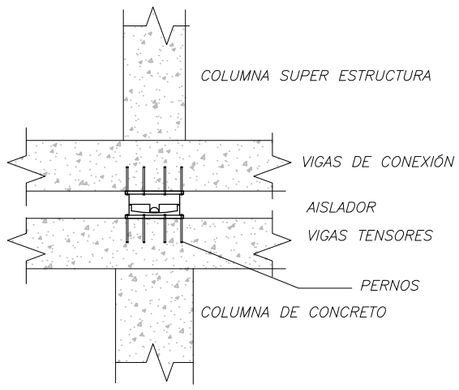
LÁMINA: E_EA2

DE: E_EA16

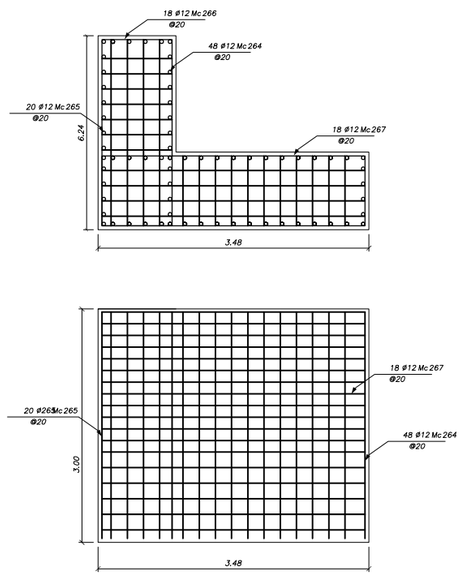




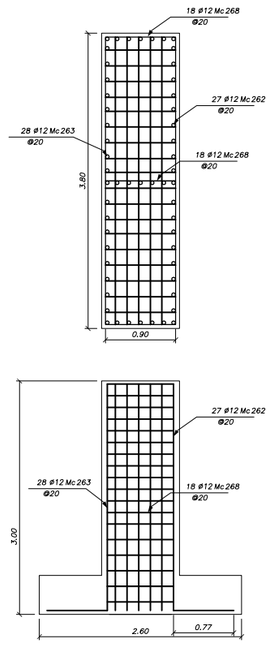




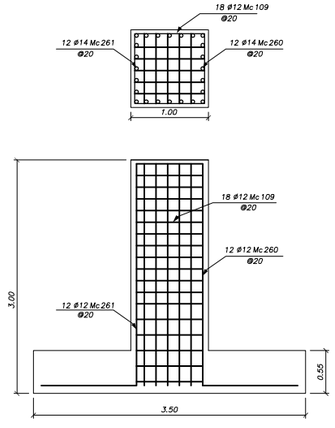
DETALLE DE ENCLAJE DEL AISLADOR
Escala 1:25



COLUMNETA TIPO 1(4)
Escala 1:25



COLUMNETA TIPO 3(4)
Escala 1:25



COLUMNETA TIPO 2(16)
Escala 1:25

VER PLANILLA DE HIERROS EN LAMINA E_EA1

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
ESCALERA N-3.96 A P.B													
260	L	14	192	1.20	2.80					4.00	768.0	929.3	
261	L	14	192	1.20	2.80					4.00	768.0	929.3	
262	L	14	108	0.75	2.80					3.55	383.4	464.0	
263	L	14	112	0.75	2.80					3.55	397.6	481.1	
264	I	14	192	2.80						2.80	537.6	650.5	
265	I	14	80	2.80						2.80	224.0	271.1	
266	O	12	72	2.35	0.90				2x.10	3.45	248.4	220.5	
267	O	12	72	0.90	3.38				2x.10	4.48	322.6	286.3	
268	O	12	144	1.85	0.90				2x.10	2.95	424.8	377.1	
269	O	12	288	0.90	0.90				2x.10	2.00	576.0	511.2	

RESUMEN DE MATERIALES: ESCALERA

	ACERO DE REFUERZO		
DIAMETRO(mm)		12	14
PESO (kg)		1395.1	3725.3
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	5120.4		
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	11.73		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg DE DIAMETRO Y 12 pulg DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

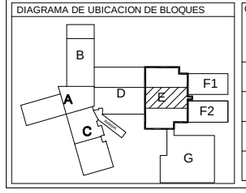
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



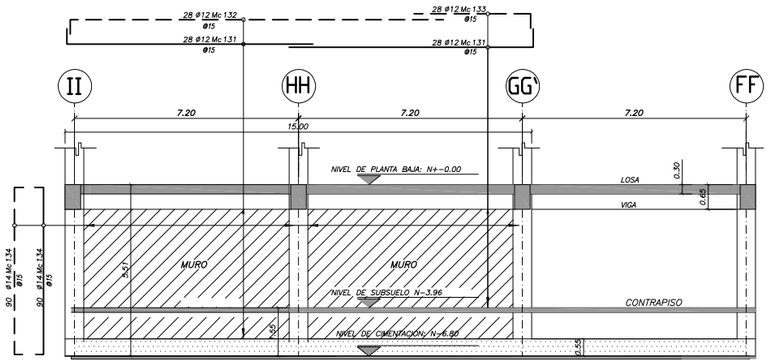
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
N- 1.00
VIGAS BAJO EL SISTEMA DE AISLACIÓN

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

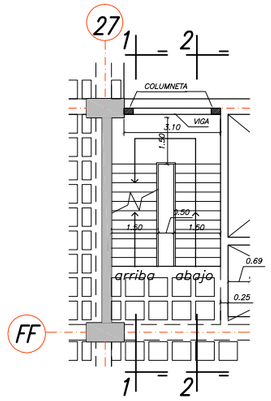
LAMINA: E_EA3

DE: E_EA16



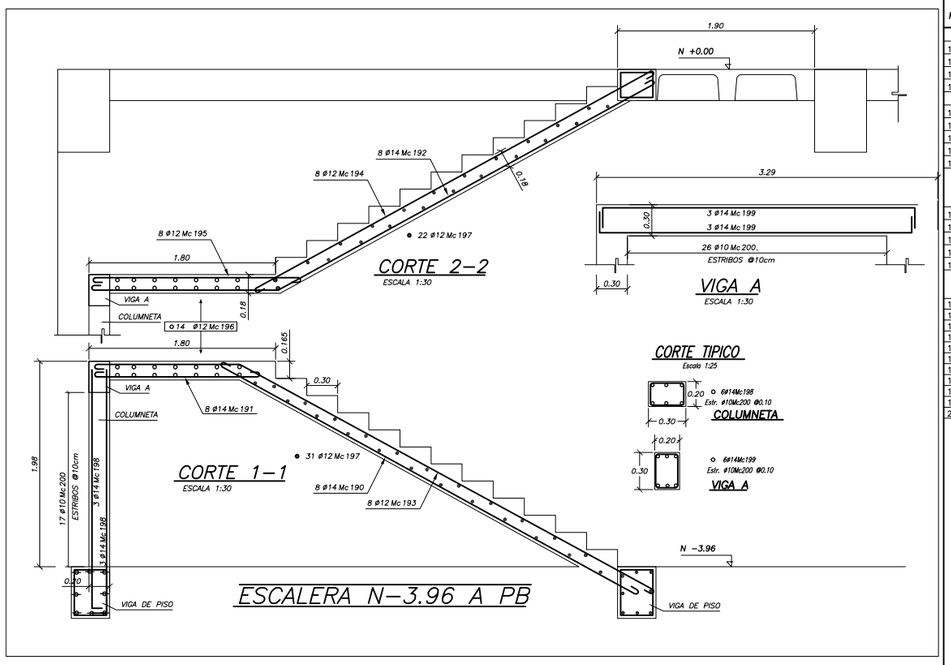
ELEVACION DE MURO EJE 25

ESCALA 1:100



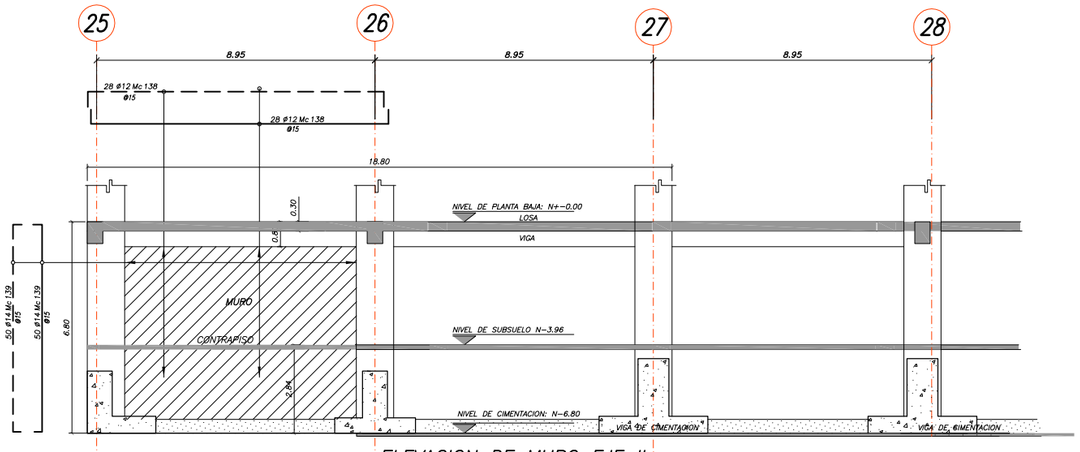
PLANTA

ESCALA 1:100



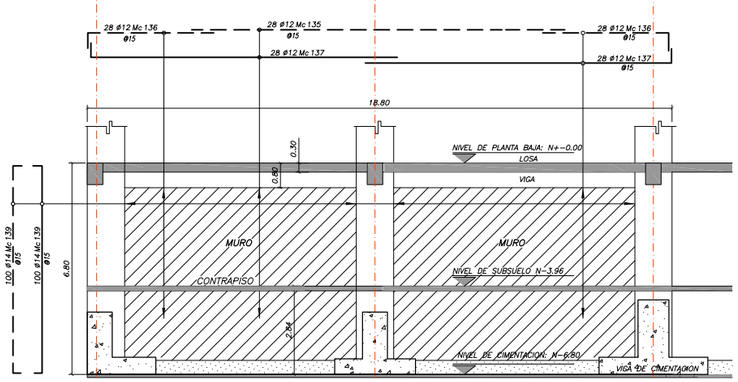
PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				MURO EJE 25									
131	L	12	56	7.85	0.15					8.00	448.0	397.8	
132	L	12	28	11.85	0.15					12.00	336.0	298.4	
133	L	12	28	3.85	0.15					4.00	112.0	99.5	
134	C	14	180	6.70	2x.15					7.00	1260.0	1522.1	
				MUROS EJES FF-II									
135	I	12	28	12.00						12.00	336.0	298.4	
136	L	12	56	4.05	0.15					4.20	235.2	208.9	
137	L	12	56	9.85	0.15					10.00	560.0	497.3	
138	C	12	28	9.70	2x.15					10.00	280.0	248.6	
139	C	14	300	6.70	2x.15					7.00	2100.0	2536.8	
				ESCALERA DE EMERGENCIA: CIMENTACION									
142	C	20	56	7.90	2x.35					8.60	481.6	1187.6	
143	C	20	78	6.00	2x.35					6.70	522.6	1288.7	
144	C	14	100	2.50	2x.20					2.90	290.0	350.3	
145	C	14	25	3.60	2x.20					4.00	100.0	120.8	
146	C	14	50	5.60	2x.20					6.00	300.0	362.4	
				ESCALERA N-3.96 A P.B									
190	I	14	8	4.50					2x.15	4.80	38.4	46.4	
191	I	14	8	1.60					2x.15	1.90	15.2	18.4	
192	V	14	8	1.70	4.0				2x.15	6.00	48.0	58.0	
193	V	12	8	1.30	4.40				2x.15	6.00	48.0	42.6	
194	I	12	8	4.30					2x.15	4.60	50.4	44.8	
195	I	12	8	1.90					2x.15	2.20	17.6	15.6	
196	I	12	14	3.00					2x.15	3.30	46.2	41.0	
197	I	12	53	1.40					2x.15	1.70	76.5	67.9	
198	L	14	12	2.65	0.15					2.80	33.6	40.6	
199	C	14	6	3.00	2x.15					3.30	19.8	23.9	
200	O	10	60	2x.25	2x.15				2x.10	1.00	60.0	37.0	



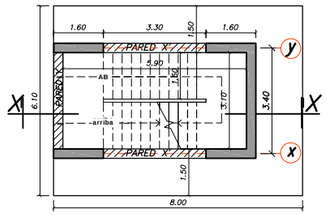
ELEVACION DE MURO EJE II

ESCALA 1:100



ELEVACION DE MURO EJE FF

ESCALA 1:100

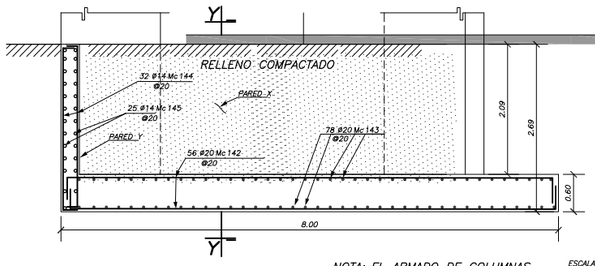


PLANTA

ESCALA 1:100

LOSA CIMENTACION

ESCALERA DE EMERGENCIA

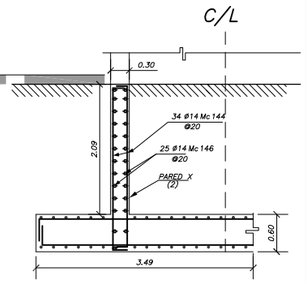


CORTE X-X

ESCALA 1:50

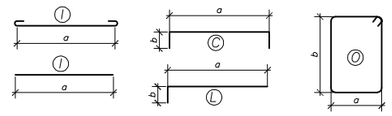
NOTA: EL ARMADO DE COLUMNAS Y DIAFRAGMAS DE DUCTO ESCALERAS VER EN Lam. E_E15

ESCALA 1:50



CORTE Y-Y

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	MURO EJE 25		MUROS EJES FF-II		CIM.ESCALERA EMERGEN.	
DIAMETRO(mm)	12	14	12	14	14	20
PESO (kg)	795.6	1522.1	1253.1	2536.8	833.5	2476.4
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	2317.7		3789.9		3309.9	
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	13.2		24.0		35.4	
VOLUMEN REPLANTILLO (m3)					3.9	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

TRASLAPES MINIMOS: DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm. SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

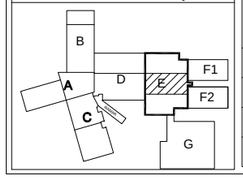
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



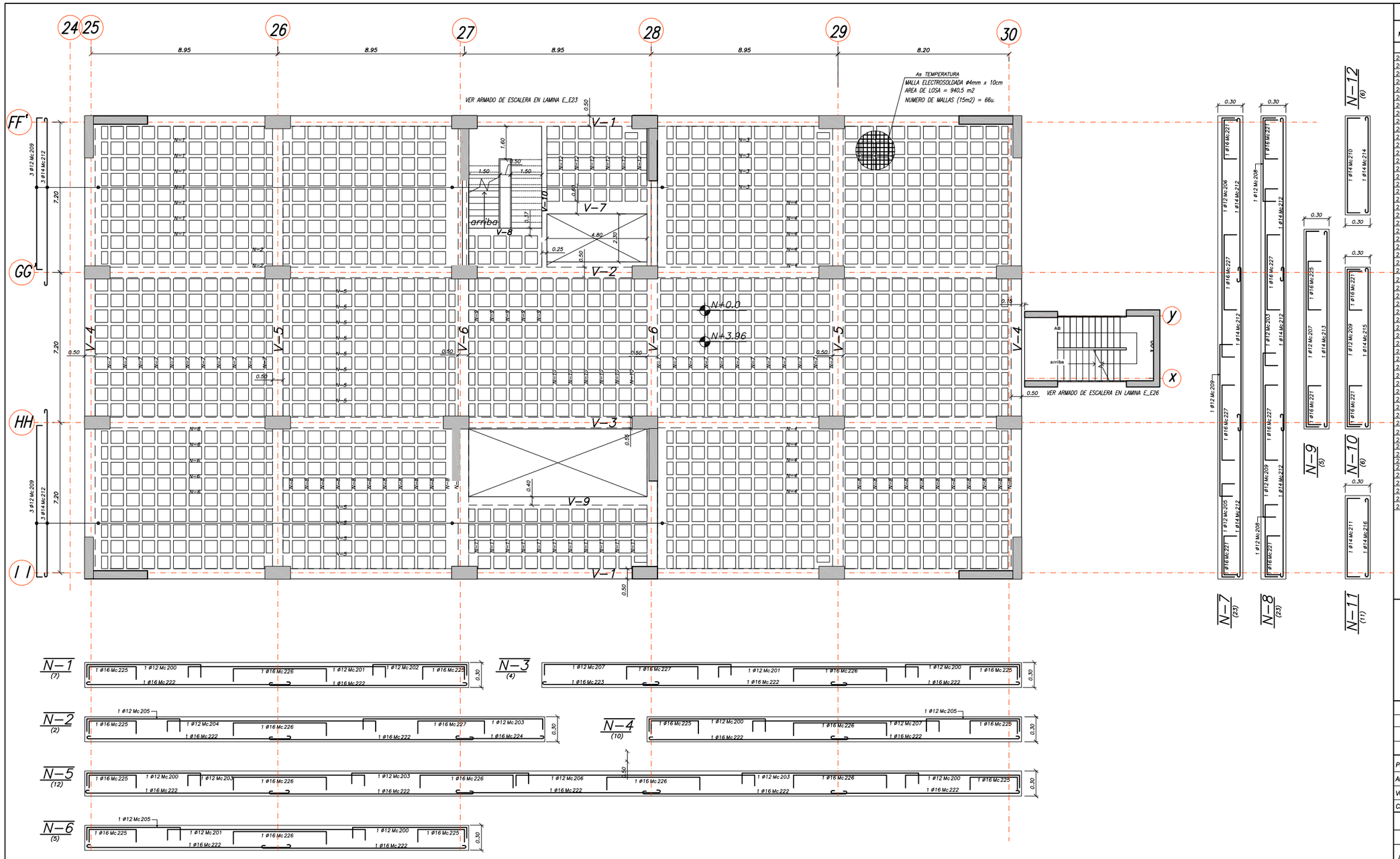
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 MURO DE ZÓTANOS CIMENT. ESCALERA DE EMERGENCIA

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EA4

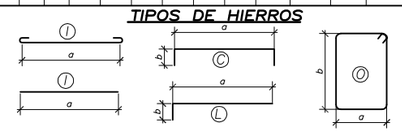
DE: E_EA16



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+0.00, N+3.96 (UNA LOSA)													
200	C	12	50	5.46	2x.27					6.00	300.0	266.4	
201	C	12	16	9.46	2x.27					10.00	160.0	142.1	
202	C	12	7	4.86	2x.27					5.40	37.8	33.6	
203	C	12	61	8.56	2x.27					9.10	555.1	492.9	
204	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
205	C	12	40	4.46	2x.27					5.00	200.0	177.6	
206	C	12	35	11.46	2x.27					12.00	420.0	373.0	
207	C	12	19	8.96	2x.27					9.50	180.5	160.3	
208	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
209	C	12	52	7.26	2x.27					7.80	405.6	360.2	
210	C	14	6	4.66	2x.27					5.20	31.2	37.7	
211	C	14	11	3.86	2x.27					4.40	48.4	58.5	
212	I	14	138	7.90					2x.15	8.20	1131.6	1367.0	
213	I	16	9	9.50					2x.15	9.80	88.2	139.2	
214	I	14	6	4.70					2x.15	5.00	30.0	36.2	
215	I	14	8	7.70					2x.15	8.00	64.0	77.44	
216	I	14	11	3.90					2x.15	4.20	46.2	55.8	
217	I	16	24	10.50						10.50	252.0	397.7	
218	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1439.1	
219	I	16	8	3.00						3.00	24.0	37.9	
220	I	16	24	6.00						6.00	144.0	227.2	
221	C	16	109	1.86	2x.27					2.40	261.6	412.8	
222	I	16	116	9.70					2x.15	10.00	1160.0	1830.5	
223	I	16	4	5.70					2x.15	6.00	24.0	37.9	
224	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
225	C	16	79	2.26	2x.27					2.80	221.2	349.1	
226	C	16	76	4.46	2x.27					5.00	380.0	599.6	
227	C	16	98	3.46	2x.27					4.00	392.0	618.6	
228	L	20	36	7.50	0.30					7.80	280.8	693.6	
229	I	20	42	9.00						9.00	378.0	933.7	
230	L	20	32	11.70	0.30					12.0	384.0	948.5	
231	L	20	8	2.00	0.30					2.30	18.4	45.5	
232	I	20	8	3.60						3.60	28.8	71.1	
233	L	25	20	8.00	0.30					8.30	166.0	634.8	
234	L	25	16	11.70	0.30					12.00	192.0	734.2	
235	I	25	10	9.00						9.00	90.0	344.2	
236	C	18	6	7.50	2x.25					8.00	48.0	96.0	
237	C	16	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	53.1	
238	C	20	6	4.10	2x.25					4.60	27.6	68.2	
239	C	18	8	9.40	2x.30					10.00	80.0	160.0	
240	L	20	8	4.50	0.30					4.80	38.4	94.9	
241	L	20	8	5.70	0.30					6.00	48.0	118.6	
242	L	20	8	2.70	0.30					3.00	24.0	59.3	
243	L	20	16	9.90	0.30					10.20	163.2	403.1	
244	L	20	16	5.60	0.40					6.00	96.0	236.7	
245	I	20	8	12.00	0.40					12.00	96.0	237.2	
246	I	20	24	10.00						10.00	240.0	592.8	
247	I	20	16	4.50						4.50	72.0	177.8	
248	L	25	20	9.90	0.30					10.20	204.0	780.1	
249	L	25	8	5.70	0.30					6.00	48.0	183.6	
250	L	25	8	4.50	0.30					4.80	38.4	146.8	
251	I	25	16	12.00						12.00	192.0	734.2	
252	I	25	30	10.00						10.00	300.0	1147.2	
253	O	10	152	2x.25	2x.60				2x.10	1.90	2888.0	1780.2	
254	O	10	548	2x.35	2x.15				2x.10	1.20	657.6	405.4	
255	O	10	1187	2x.35	2x.55				2x.10	2.00	2374.0	1463.4	
256	O	10	32	2x.35	2x.25				2x.10	1.40	44.80	883.7	
257	O	10	24	2x.30	2x.25				2x.10	1.30	31.2	19.3	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSAS N+0.00, N+3.96 (CANTIDAD PARA UNA LOSA)						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25
PESO (kg)	4552.0	2208.5	1652.6	6103.8	96.0	4681.2	4705.1
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	25336.1						
AREA DE LA LOSA (m2)	940.5						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	233.3						
CASETONES(60X60X25) =1336un.	CASETONES(60X30X25) = 128un.						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

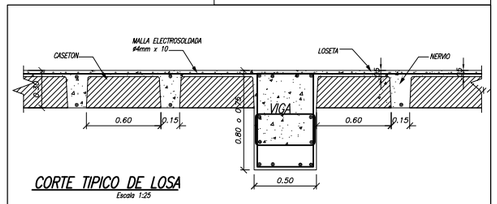
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_EA6



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

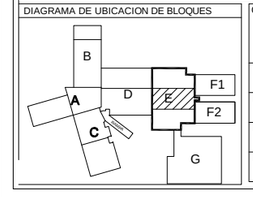
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



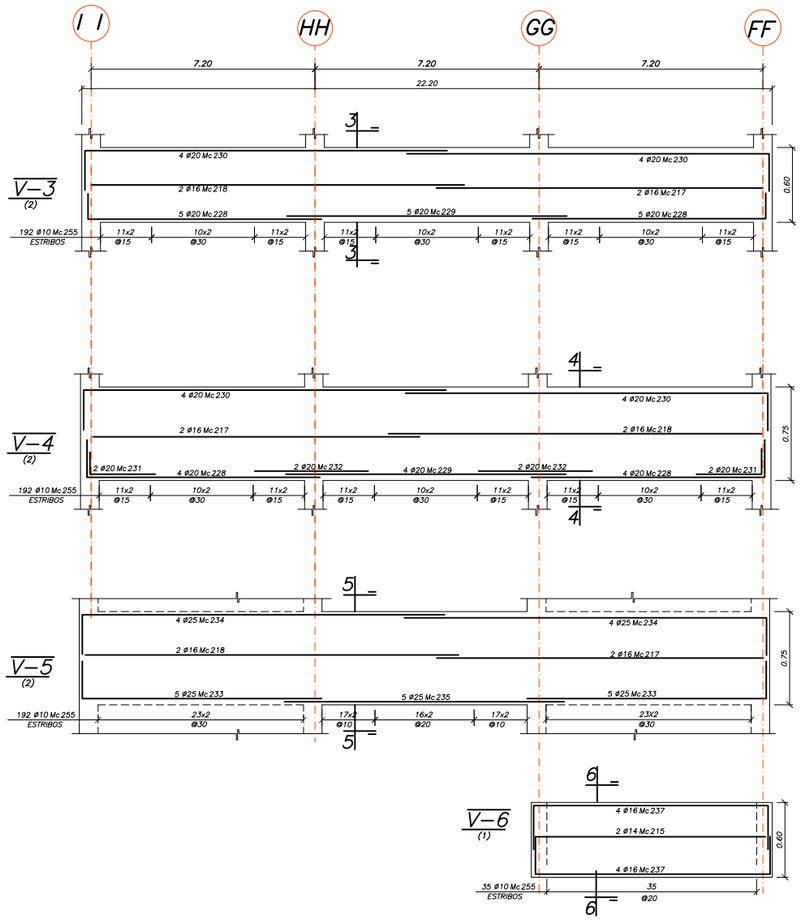
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+0.00 N+ 3.96
PLANTA Y NERVIOS

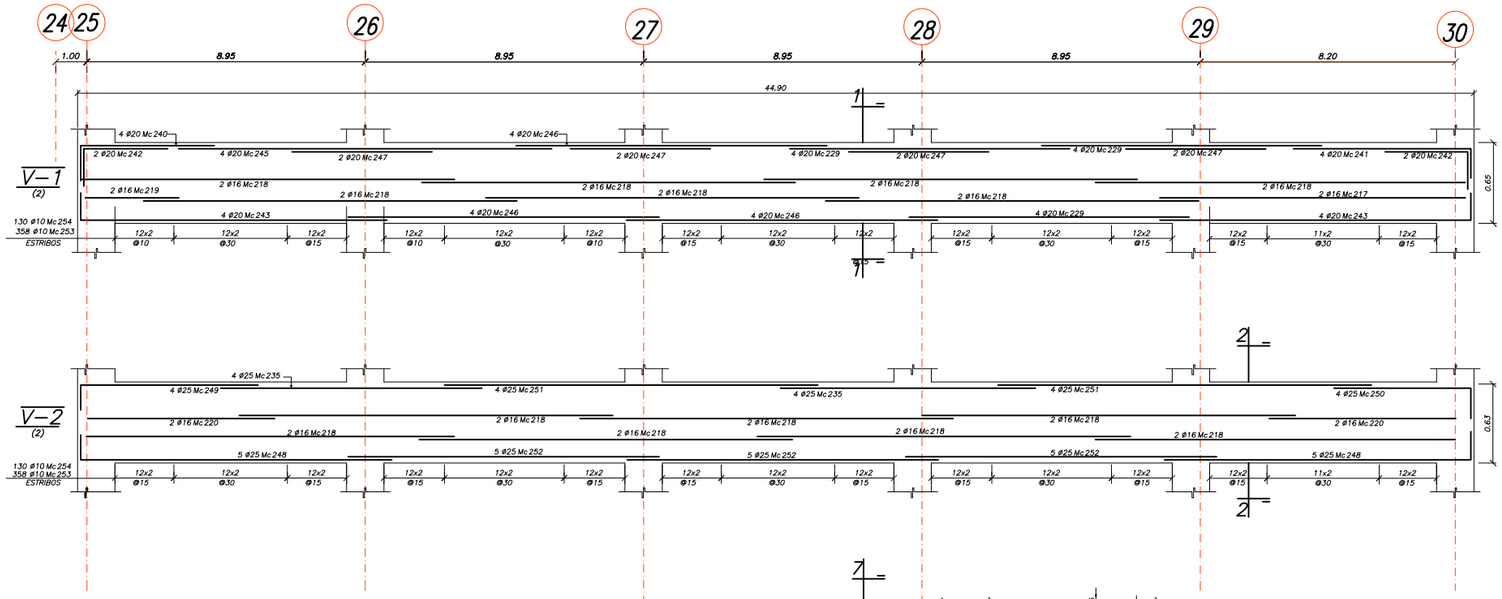
FECHA: MAYO 2013

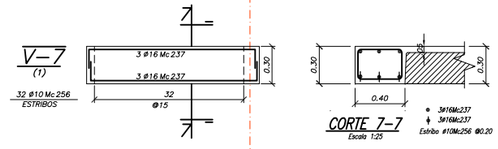
ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA5

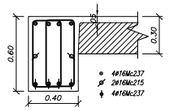
DE: E_EA16



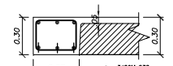




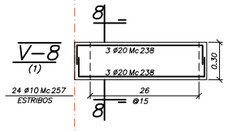
CORTE 7-7
Escala 1:25

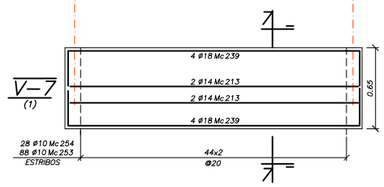


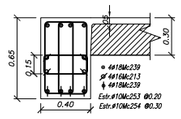
CORTE 6-6
Escala 1:25



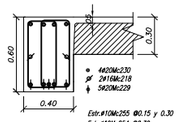
CORTE 8-8
Escala 1:25





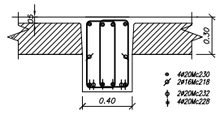


CORTE 7-7
Escala 1:25



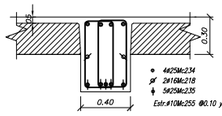
Estr.ø10Mc:255 ø0.15 y 0.30
Estr.ø10Mc:254 ø0.30

CORTE 3-3
Escala 1:25



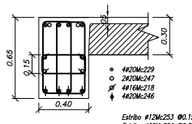
Estr.ø10Mc:255 ø0.15 y 0.30

CORTE 4-4
Escala 1:25

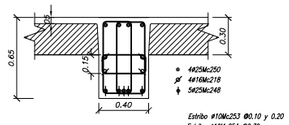


Estr.ø10Mc:255 ø0.10 y 0.20

CORTE 5-5
Escala 1:25



CORTE 1-1
Escala 1:25



CORTE 2-2
Escala 1:25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%

TRASLAPES MINIMOS: DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

CIMENTACIONES Y SUPERFICES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

VER PLANILLA DE HIERROS EN LAMINA E_EA5

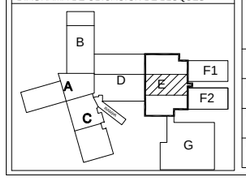
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



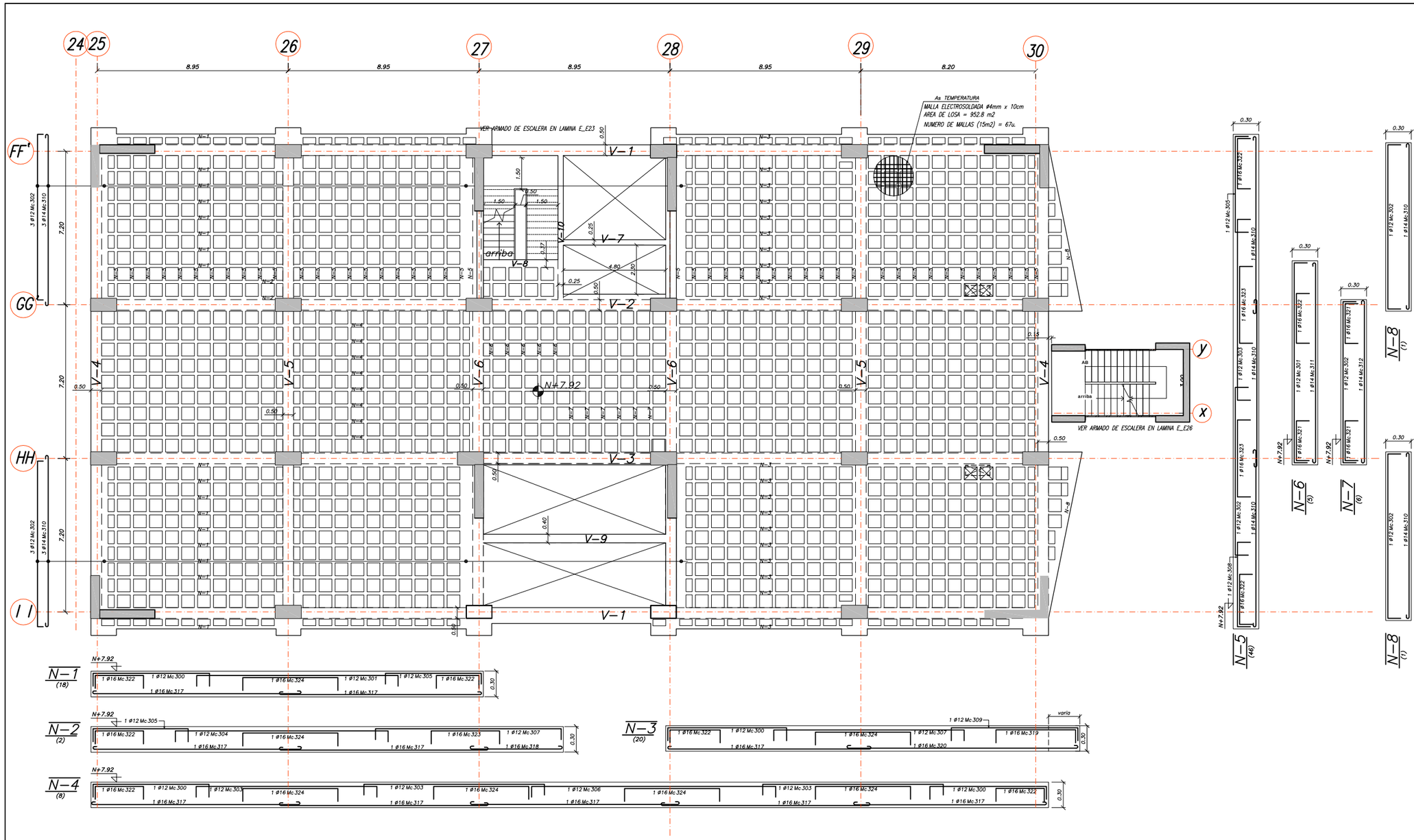
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+0.00 N+ 3.96
ARMADO DE VIGAS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA6

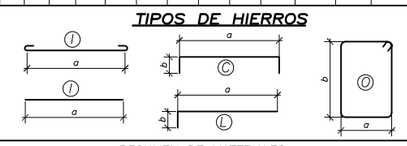
DE: E_EA16



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+7.92													
300	C	12	54	5.46	2x.27					6.00	324.0	287.7	
301	C	12	23	9.46	2x.27					10.00	230.0	204.2	
302	C	12	60	7.76	2x.27					8.30	498.0	442.2	
303	C	12	70	8.56	2x.27					9.10	637.0	565.7	
304	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
305	C	12	66	4.46	2x.27					5.00	330.0	293.0	
306	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
307	C	12	22	8.96	2x.27					9.50	209.6	185.6	
308	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
309	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
310	I	14	140	7.90					2x.15	8.20	1148.0	1386.8	
311	I	14	9	9.50					2x.15	9.80	88.2	106.3	
312	I	14	6	7.70					2x.15	8.00	48.0	58.0	
313	I	14	16	10.50						10.50	168.0	203.3	
314	I	14	68	12.00						12.00	816.0	987.4	
315	I	14	4	3.00						3.00	12.0	14.5	
316	I	14	10	6.00						6.00	60.0	72.6	
317	I	16	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1578.0	
318	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
319	C	16	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	113.6	VARIA(4.3/2.9)
320	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6
321	C	16	17	1.86	2x.27					2.40	40.8	64.4	
322	C	16	171	2.26	2x.27					2.80	478.8	755.5	
323	C	16	94	3.46	2x.27					4.00	376.0	593.3	
324	C	16	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	568.1	
325	C	16	6	5.45	2x.25					5.90	35.4	55.9	
326	C	16	6	4.10	2x.25					4.60	27.6	43.6	
327	C	18	8	9.50	2x.25					10.00	80.0	159.8	
328	L	25	32	7.70	0.30					8.00	256.0	978.9	
329	L	25	8	2.20	0.30					2.50	20.0	76.5	
330	I	25	36	9.00						9.00	324.0	1239.0	
331	I	25	8	3.70						3.70	29.6	113.2	
332	L	25	20	11.70	0.30					12.00	240.0	917.8	
333	L	20	36	11.70	0.30					12.00	432.0	1067.1	
334	L	20	20	7.70						7.70	154.0	380.4	
335	I	20	30	9.00						9.00	270.0	666.9	
336	L	20	20	10.00	0.30					10.30	206.0	508.8	
337	I	20	40	10.00						10.00	200.0	494.0	
338	I	20	10	12.00						12.00	120.0	296.4	
339	L	20	20	4.70	0.30					5.00	100.0	247.0	
340	L	25	20	4.70	0.30					5.00	100.0	382.4	
341	L	25	16	10.00	0.30					10.30	164.8	630.2	
342	I	25	10	12.00						12.00	120.0	458.9	
343	I	25	34	10.00						10.00	340.0	1300.2	
344	C	18	6	4.10	2X.25					4.60	27.6	55.2	
345	C	16	6	5.50	2X.25					6.00	36.0	54.0	
346	C	16	8	9.50	2X.25					10.00	80.0	120.0	
347	L	18	112	8.00	2.70	0.30				3.00	336.0	672.0	
348	C	16	8	7.50	2X.25					8.00	64.0	96.0	
349	O	10	1520	2x.30	2x.60				2x.10	2.00	3040.0	1873.9	
350	O	10	548	2x.35	2x.15				2x.10	1.20	657.6	405.4	
351	O	10	1187	2x.30	2x.55				2x.10	1.90	2255.3	1390.2	
352	O	10	32	2x.25	2x.35				2x.10	1.40	44.8	27.6	
353	O	10	24	2x.25	2x.30				2x.10	1.30	31.2	19.2	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+7.92						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25
PESO (kg)	3716.3	2367.4	2828.9	4301.4	887.0	3660.6	6097.1
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	25662.8						
AREA DE LA LOSA (m2)	952.8						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	238,35						
CASETONES(60X60X25) =1271un.	CASETONES(60X30X25) = 199un.						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm.

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

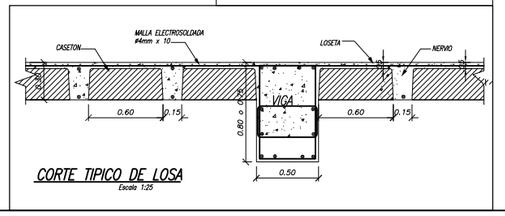
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_EA8



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

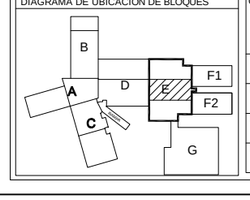
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



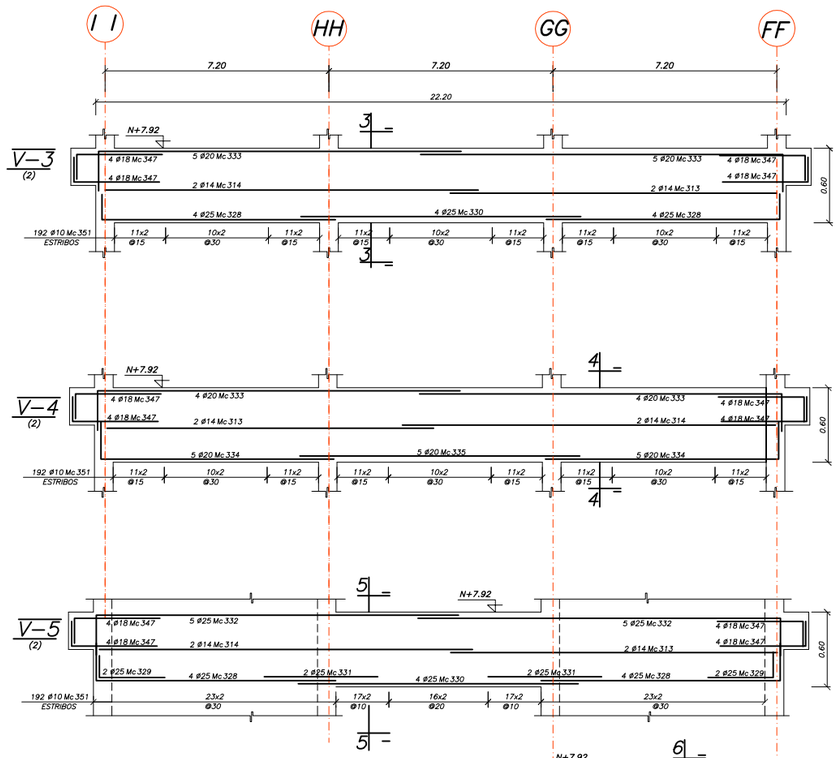
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 LOSAS N+7.92 PLANTA Y NERVIOS

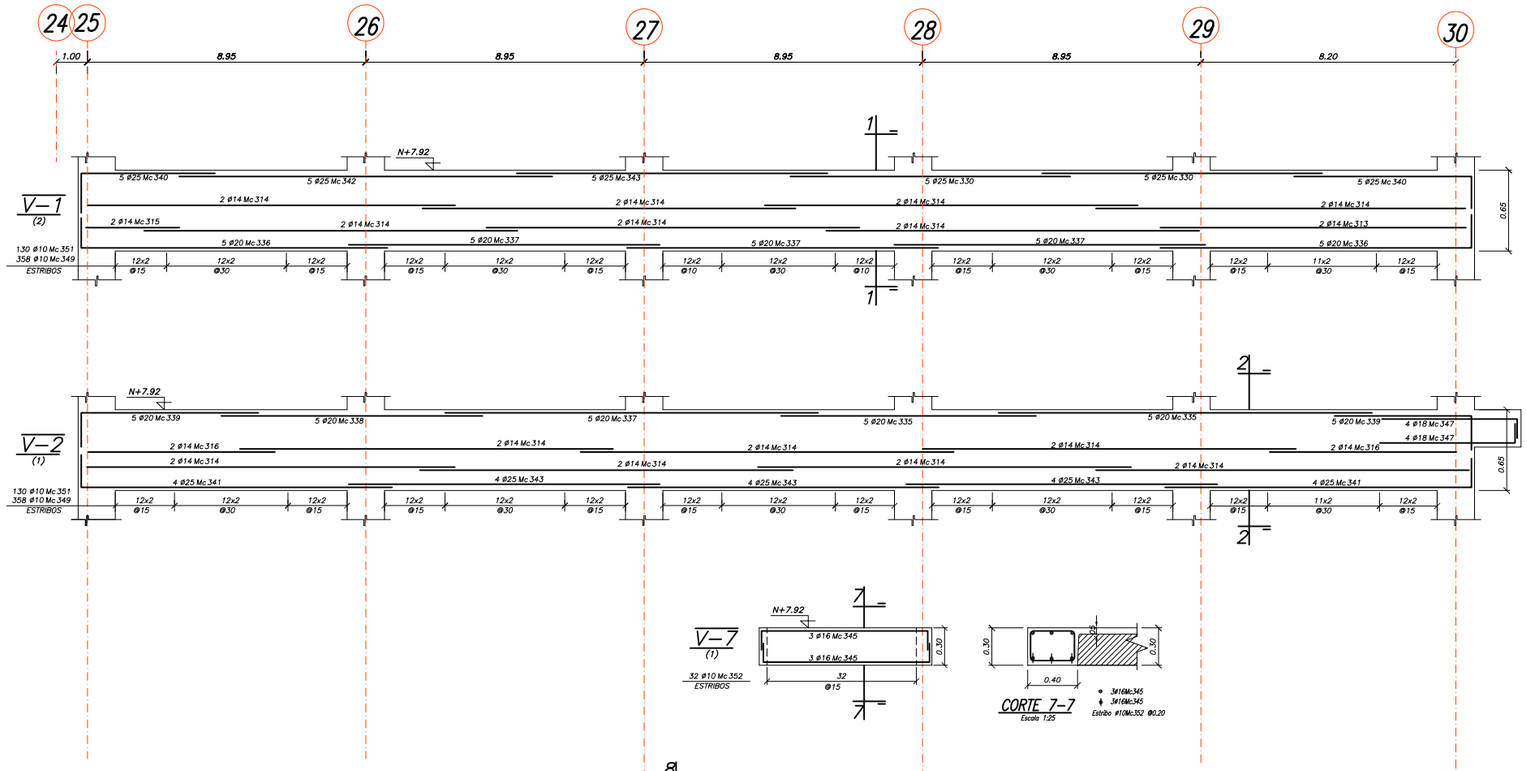
FECHA: MAYO 2013

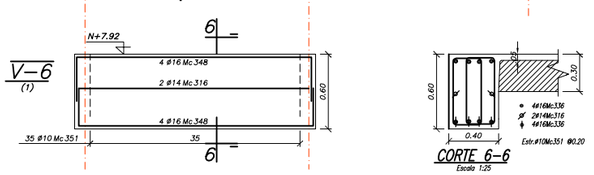
ESCALA: 1 : 200

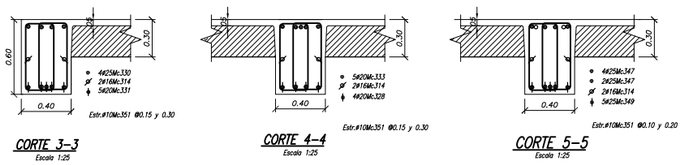
LAMINA: E_EA7

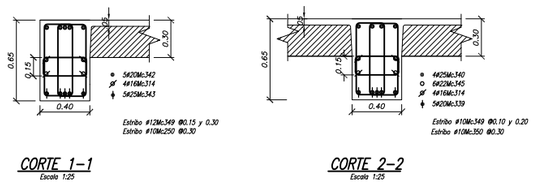
DE: E_EA16











VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_EA7

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS: 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

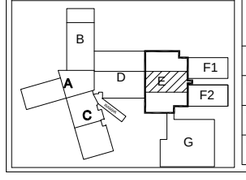
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



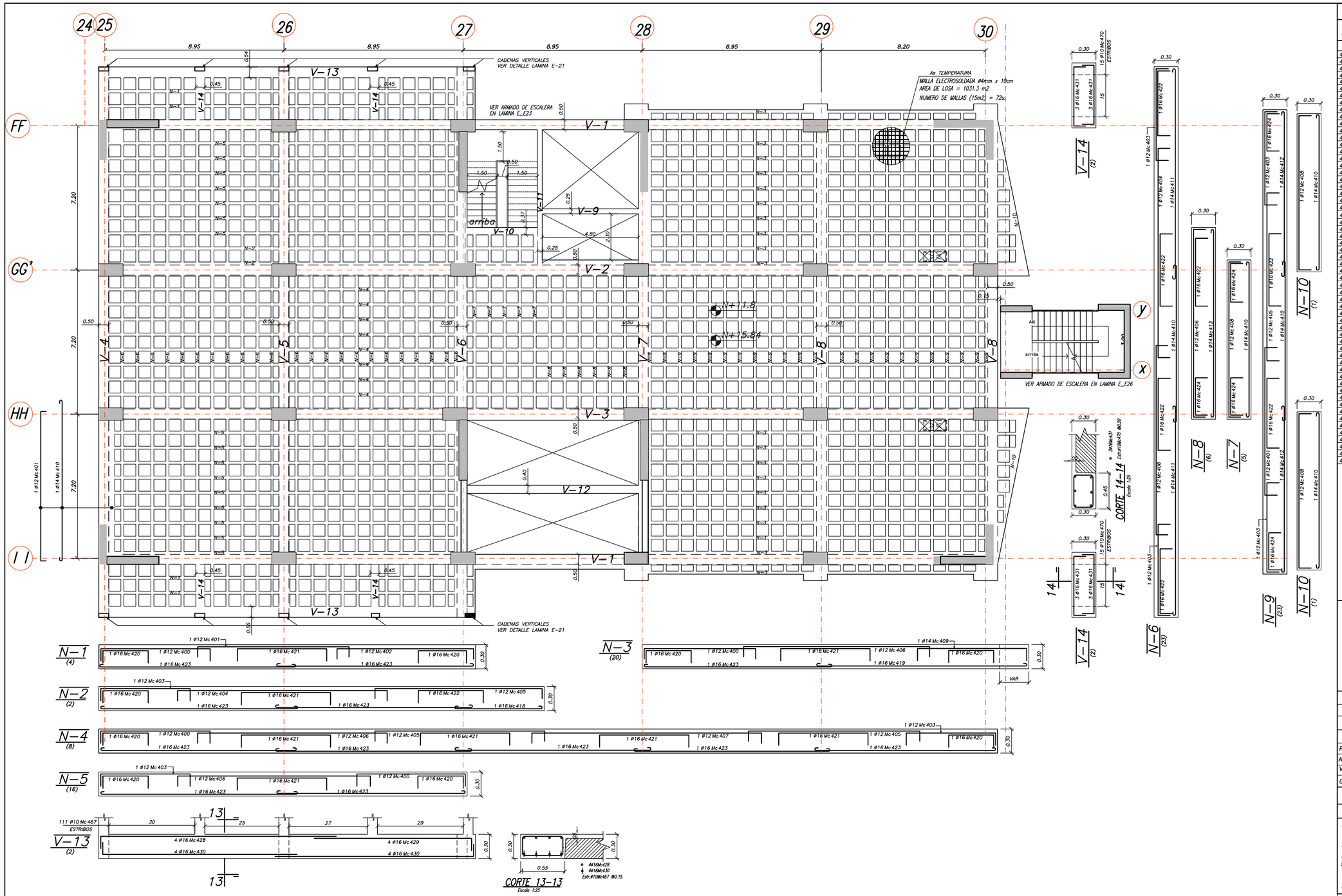
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+7.92
ARMADO DE VIGAS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA8

DE: E_EA16

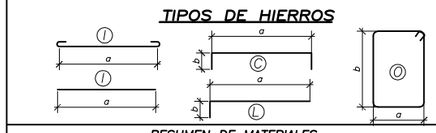


ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_EA10

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSAS N+11.88/15.84 (UNA LOSA)													
400	C	12	41	5.46	2x.27					6.00	246.0	218.4	
401	C	12	28	7.46	2x.27					8.00	224.0	198.9	
402	C	12	4	6.86	2x.27					7.40	29.6	26.3	
403	C	12	111	4.46	2x.27					5.00	555.0	492.8	
404	C	12	25	10.46	2x.27					11.00	275.0	244.2	
405	C	12	41	8.46	2x.27					9.00	369.0	327.7	
406	C	12	66	9.46	2x.27					10.00	660.0	586.1	
407	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
408	C	12	7	7.86	2x.27					8.40	58.8	52.2	
409	C	14	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
410	I	14	55	7.90					2x.15	8.20	451.0	545.7	
411	I	14	46	10.40					2x.15	10.70	492.2	594.6	
412	I	14	46	8.40					2x.15	8.70	400.2	483.4	
413	I	14	10	9.70					2x.15	10.00	100.0	120.8	
414	I	16	76	12.00						12.00	912.0	1368.0	
415	I	16	8	12.0						10.00	80.0	126.2	
416	I	16	4	8.00						8.00	32.0	48.0	
417	I	16	10	4.50						4.50	45.0	22.5	
418	I	16	2	4.20					2X.15	4.50	9.0	14.2	
419	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6
420	C	16	84	2.86	2x.27					3.40	285.6	450.7	
421	C	16	67	4.46	2x.27					5.00	335.0	528.6	
422	C	16	146	3.46	2x.27					4.00	584.0	921.6	
423	I	16	90	9.70					2x.15	10.00	900.0	1420.2	
424	C	16	62	1.96	2x.27					2.50	155.0	244.6	
425	C	16	6	5.40	2x.25					5.90	35.4	55.9	
426	C	18	8	4.10	2x.25					4.60	36.8	73.6	
427	C	16	8	9.50	2x.25					10.00	80.0	120.0	
428	L	16	8	11.75	0.25					12.00	96.0	151.5	
429	L	16	8	9.25	0.25					9.50	76.0	119.9	
430	L	16	16	7.75	0.25					8.00	128.0	202.0	
431	C	16	24	3.20	2x.30					3.80	91.2	143.9	
432	C	16	60	3.80	2x.30					4.60	276.0	435.5	
433	L	25	36	7.00	0.30					7.30	262.8	1005.0	
434	L	25	28	10.70	0.30					11.00	308.0	1177.8	
435	I	25	56	8.20						8.20	459.2	1756.0	
436	I	25	16	3.00						3.00	48.0	183.6	
437	I	25	16	3.70						3.70	59.2	226.4	
438	L	25	28	8.70	0.30					9.00	252.0	963.6	
439	L	25	10	4.70	0.30					5.00	50.0	191.2	
440	L	25	10	11.70	0.30					12.00	120.0	458.9	
441	I	25	20	12.00						12.00	240.0	917.8	
442	I	25	21	9.00						9.00	189.0	722.7	
443	I	25	16	4.50						4.50	72.0	275.3	
444	I	25	30	10.00						10.0	300.0	1147.2	
445	L	25	20	9.70	0.30					10.00	200.0	764.8	
446	L	25	16	4.20	0.30					4.50	72.0	275.3	
447	L	25	8	2.20	0.30					2.50	20.0	76.5	
448	L	20	20	9.70	0.30					10.00	200.0	494.0	
449	I	20	30	10.00						10.00	300.0	741.0	
450	I	20	20	9.00						9.00	180.0	444.6	
451	I	20	20	12.00						12.00	240.0	592.8	
452	L	20	20	4.20	0.30					4.50	90.0	222.3	
453	C	18	8	7.60	2X.20					8.00	64.0	128.0	
454	O	10	1772	2x.35	2x.65				2x.10	2.20	3898.4	2403.0	
455	O	10	560	2x.35	2x.15				2x.10	1.20	672.0	414.2	
456	O	10	1931	2x.35	2x.55				2x.10	2.00	3862.0	2380.5	
457	O	10	56	2x.35	2x.25				2x.10	1.40	78.4	48.3	
458	O	10	340	2x.15	2x.45				2x.10	1.40	476.0	293.4	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSAS N+11.88/+N15.84						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25
PESO (kg)	3158.9	2231.8	1845.7	6714.1	201.6	2494.7	10142.1
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	26788.9		NOTA: LAS LOSAS N+11.88 Y N+15.84				
AREA DE LA LOSA (m2)	1031.3		TIENEN IGUAL GEOMETRIA Y ARMADO				
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	263.2		PERO LA PLANILLA ES PARA UNA SOLA LOSA				
CASETONES(60X60X25) =1385un.	CASETONES(60X30X25) = 200un.						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS: 10,12,14,16,18,20,22,25 mm.

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

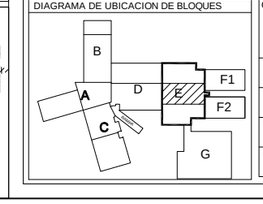
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



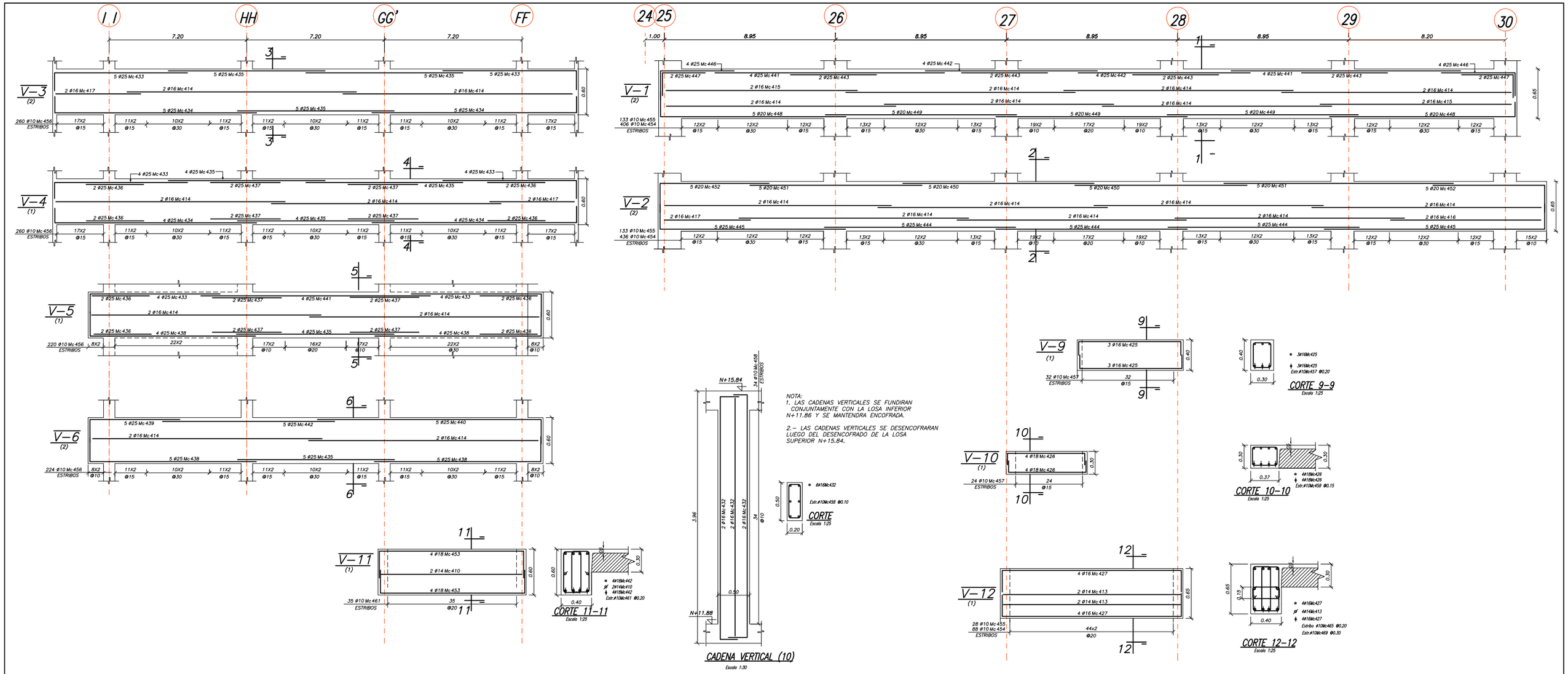
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+11.88 N+ 15.84
PLANTA Y NERVIOS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA9

DE: E_EA16



NOTA:
1. LAS CADENAS VERTICALES SE FUNDIRAN CONJUNTAMENTE CON LA LOSA INFERIOR N+11.86 Y SE MANTENDRA ENCOFRADA.

2.- LAS CADENAS VERTICALES SE DESENCOFRARAN LUEGO DEL DESENCOFRADO DE LA LOSA SUPERIOR N+15.84.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	HORMIGON
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm TRASLAPES MINIMOS: Si NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40Φ (NO MENOS DE 60cm) ESPACIAMENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm. SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61	RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2 TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_EA9

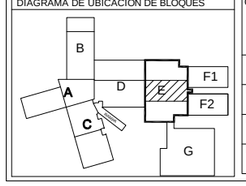
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



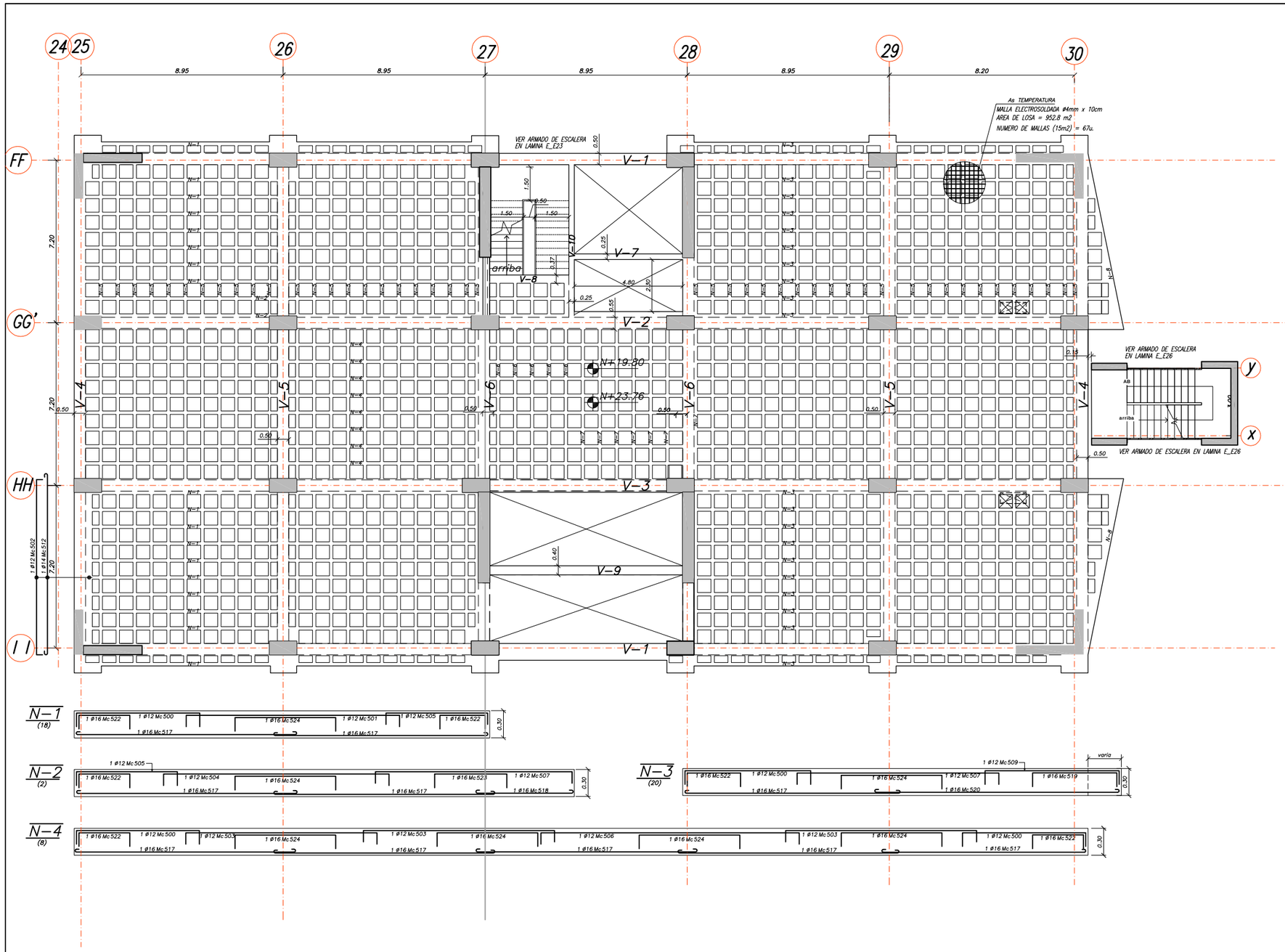
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+11.88 N+15.84
ARMADO DE VIGAS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA10

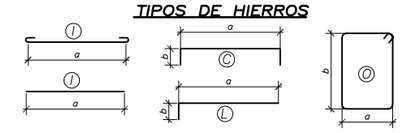
DE: E_EA16



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				LOSAS N+19.80 / N+23.76									
500	C	12	54	5.46	2x.27					6.00	324.0	287.7	
501	C	12	23	9.46	2x.27					10.00	230.0	204.2	
502	C	12	54	7.76	2x.27					8.30	431.6	383.3	
503	C	12	70	8.56	2x.27					9.10	637.0	565.7	
504	C	12	2	9.96	2x.27					10.50	21.0	18.6	
505	C	12	66	4.46	2x.27					5.00	330.0	293.0	
506	C	12	8	11.46	2x.27					12.00	96.0	85.2	
507	C	12	22	8.96	2x.27					9.50	209.0	185.6	
508	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
509	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
510	I	14	140	7.90					2x.15	8.20	1148.0	1386.8	
511	I	14	5	9.50					2x.15	9.80	49.0	59.2	
512	I	14	6	7.70					2x.15	8.00	48.0	58.0	
513	I	16	16	10.50						10.50	168.0	252.0	
514	I	16	70	12.00						12.00	840.0	1260.0	
515	I	16	4	3.00						3.00	12.0	18.0	
516	I	16	8	6.00						6.00	48.0	72.0	
517	I	16	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1578.0	
518	I	16	2	4.20					2x.15	4.50	9.0	14.2	
519	C	16	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	113.6	VARIA(4.3/2.9)
520	I	16	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	340.8	VARIA(11./10.6
521	C	16	17	1.86	2x.27					2.40	40.8	64.4	
522	C	16	171	2.26	2x.27					2.80	478.8	755.5	
523	C	16	94	3.46	2x.27					4.00	376.0	593.3	
524	C	16	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	568.1	
525	C	16	6	5.46	2x.25					5.90	35.4	55.9	
526	C	16	8	4.10	2x.25					4.60	36.8	55.2	
527	C	16	8	9.50	2x.25					10.00	80.0	120.0	
528	L	20	36	11.70	0.30					12.00	432.0	1067.1	
529	L	25	56	7.70	0.30					8.00	448.0	1713.2	
530	I	25	48	9.00						9.00	432.0	1652.0	
531	L	25	20	11.70	0.30					12.00	240.0	917.8	
532	L	25	20	4.70	0.30					5.00	100.0	382.4	
533	I	25	10	12.00						12.00	120.0	459.0	
534	I	25	40	10.00						10.00	400.0	1529.6	
535	L	25	20	10.00	0.30					10.30	206.0	787.7	
536	L	20	10	5.70	0.30					6.00	60.0	148.2	
537	L	20	10	4.50	0.30					4.80	48.0	118.6	
538	I	20	20	8.50						8.50	170.0	420.0	
539	I	20	20	12.00						12.00	240.0	592.8	
540	I	20	30	10.00						10.00	300.0	741.0	
541	L	20	20	10.00	0.30					10.30	206.0	508.8	
542	C	18	8	7.50	2x.25					8.00	64.0	128.0	
543	L	18	112	2.70	0.30					3.00	336.0	672.0	
544	O	10	1608	2x.60	2x.35				2x.10	2.10	3376.8	2081.5	
545	O	10	548	2x.15	2x.35				2x.10	1.20	657.6	405.4	
546	O	10	1222	2x.55	2x.35				2x.10	2.00	2444.0	1506.5	
547	O	10	24	2x.25	2x.30				2x.10	1.30	31.2	19.2	
548	O	10	32	2x.35	2x.25				2x.10	1.40	44.8	27.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+19.80/ N+23.76						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25
PESO (kg)	4040.2	2308.3	1504.0	5861.0	800.0	3596.5	7441.7
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	25551.7						
AREA DE LA LOSA (m2)	957.9						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	249.1						
CASETONES(60X60X25) =1271un.	CASETONES(60X30X25) = 199un.						

NOTA: LAS LOSAS N+19.80 Y N+23.76 TIENEN IGUAL GEOMETRIA Y ARMADO PERO LA PLANILLA ES PARA UNA SOLA LOSA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm. CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

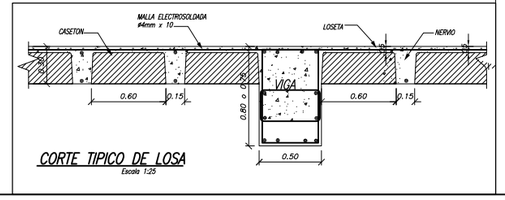
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_EA12



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

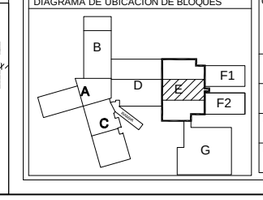
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



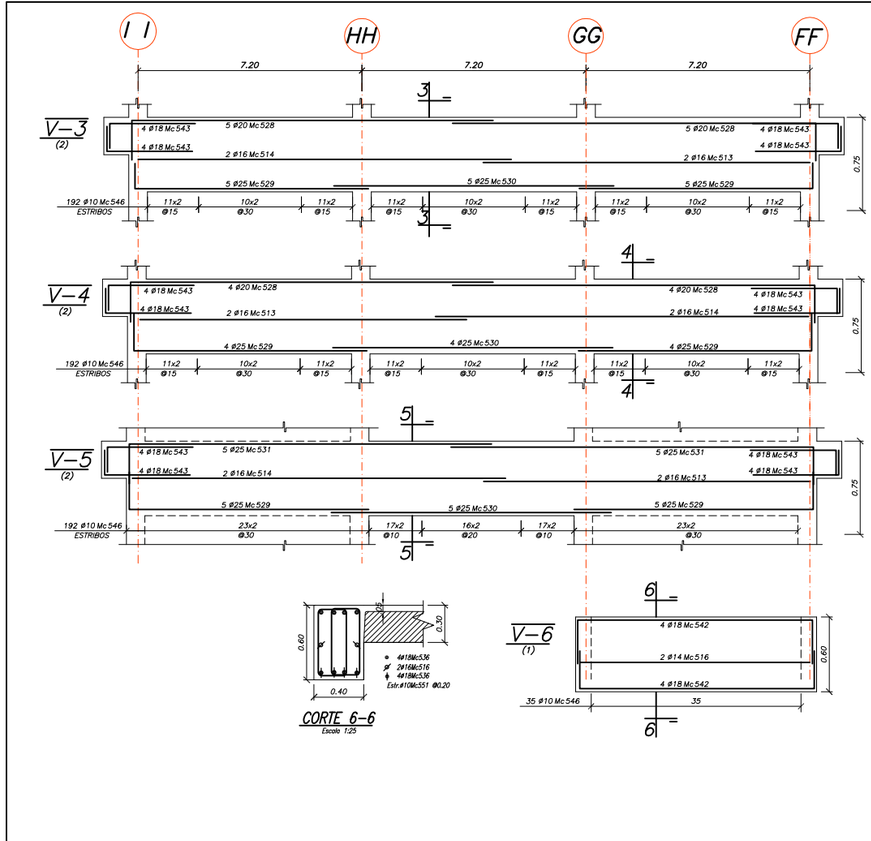
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 LOSAS N+19.80 N+ 23.76 PLANTA Y NERVIOS

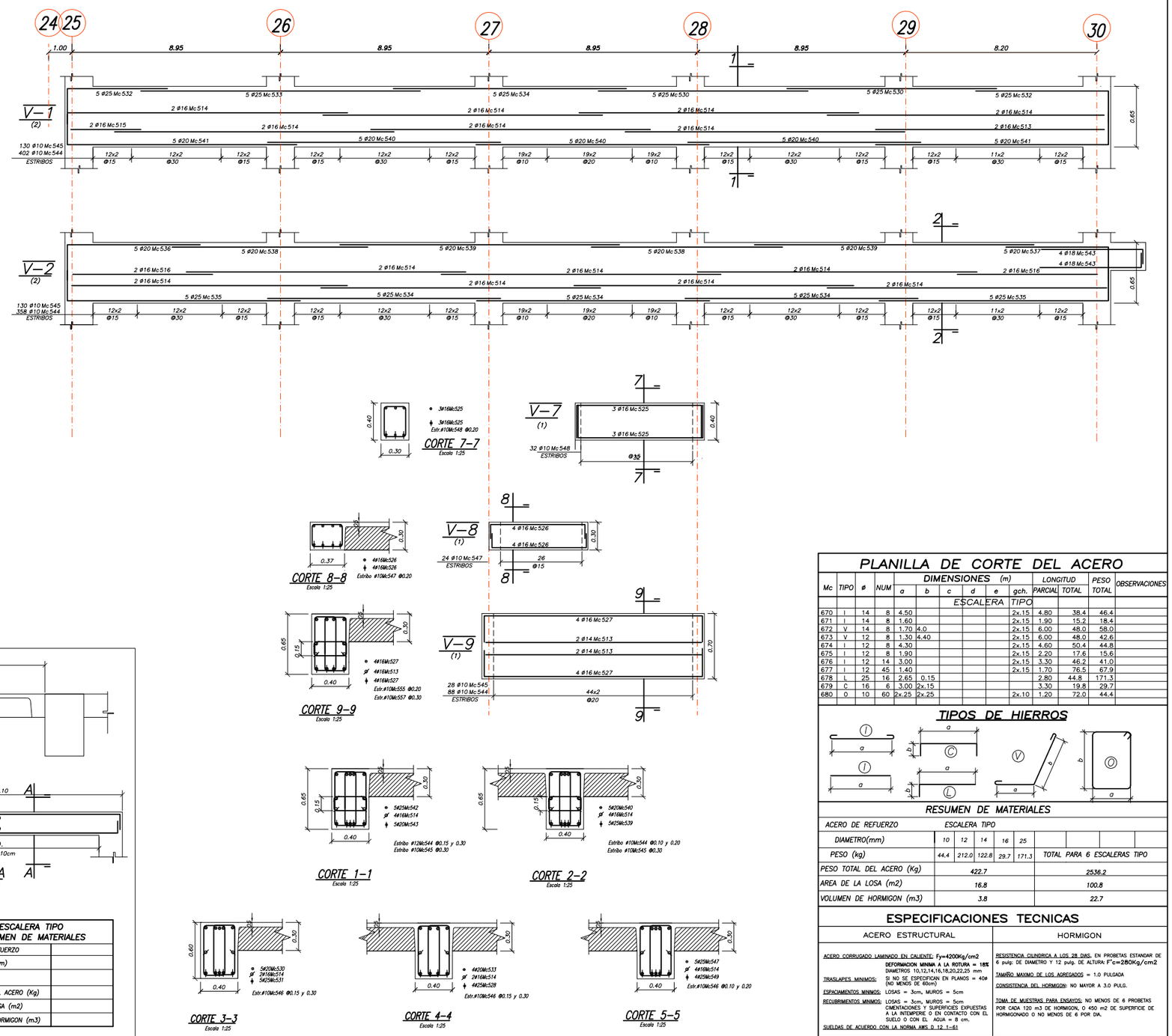
FECHA: MAYO 2013

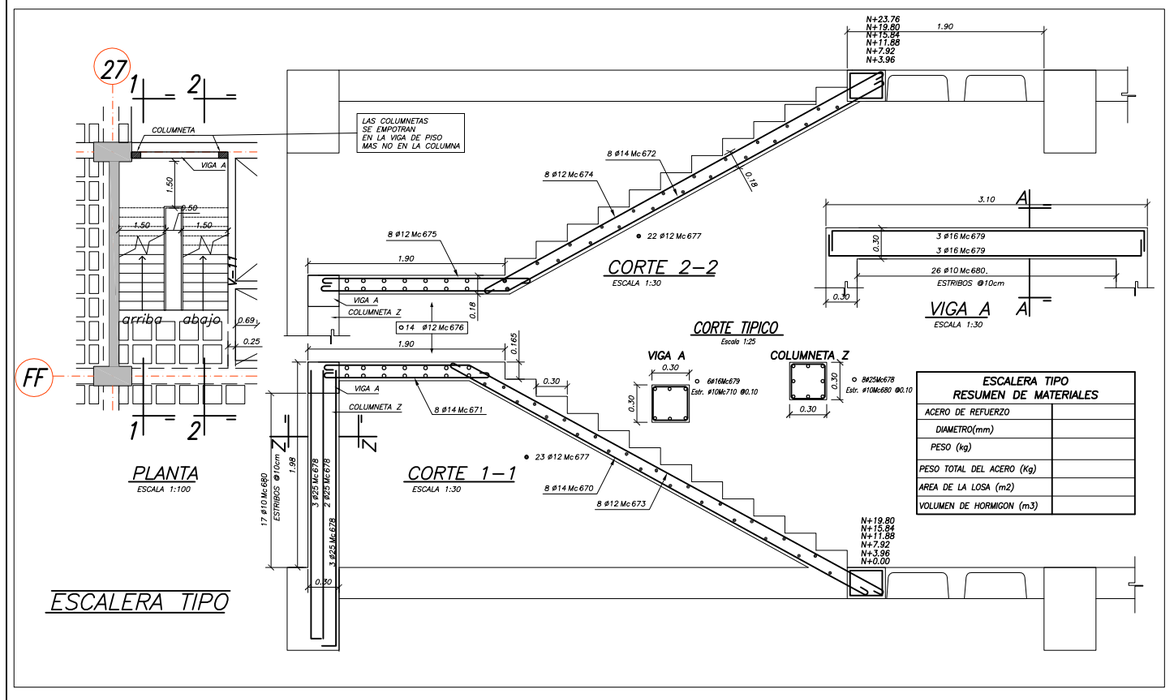
ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA11

DE: E_EA16







ESCALERA TIPO RESUMEN DE MATERIALES	
ACERO DE REFUERZO	
DIAMETRO(mm)	
PESO (kg)	
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	
AREA DE LA LOSA (m2)	
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
				ESCALERA TIPO									
670	I	14	8	4.50					2x.15	4.80	38.4	46.4	
671	I	14	8	1.60					2x.15	1.90	15.2	18.4	
672	V	14	8	1.70	4.0				2x.15	6.00	48.0	58.0	
673	V	12	8	1.30	4.40				2x.15	6.00	48.0	42.6	
674	I	12	8	4.30					2x.15	4.60	50.4	44.8	
675	I	12	8	1.90					2x.15	2.20	17.6	15.6	
676	I	12	14	3.00					2x.15	3.30	46.2	41.0	
677	I	12	45	1.40					2x.15	1.70	76.5	67.9	
678	L	25	16	2.65	0.15					2.80	44.8	171.3	
679	C	16	6	3.00	2x.15					3.30	19.8	29.7	
680	O	10	60	2x.25	2x.25				2x.10	1.20	72.0	44.4	

TIPOS DE HIERROS

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	ESCALERA TIPO								
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	25				
PESO (kg)	44.4	212.0	122.8	29.7	171.3	TOTAL PARA 6 ESCALERAS TIPO			
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	422.7					2536.2			
AREA DE LA LOSA (m2)	16.8					100.8			
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	3.8					22.7			

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm.

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D.12.1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg. DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

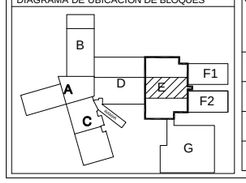
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSAS N+19.80 N+ 23.76
ARMADO DE VIGAS

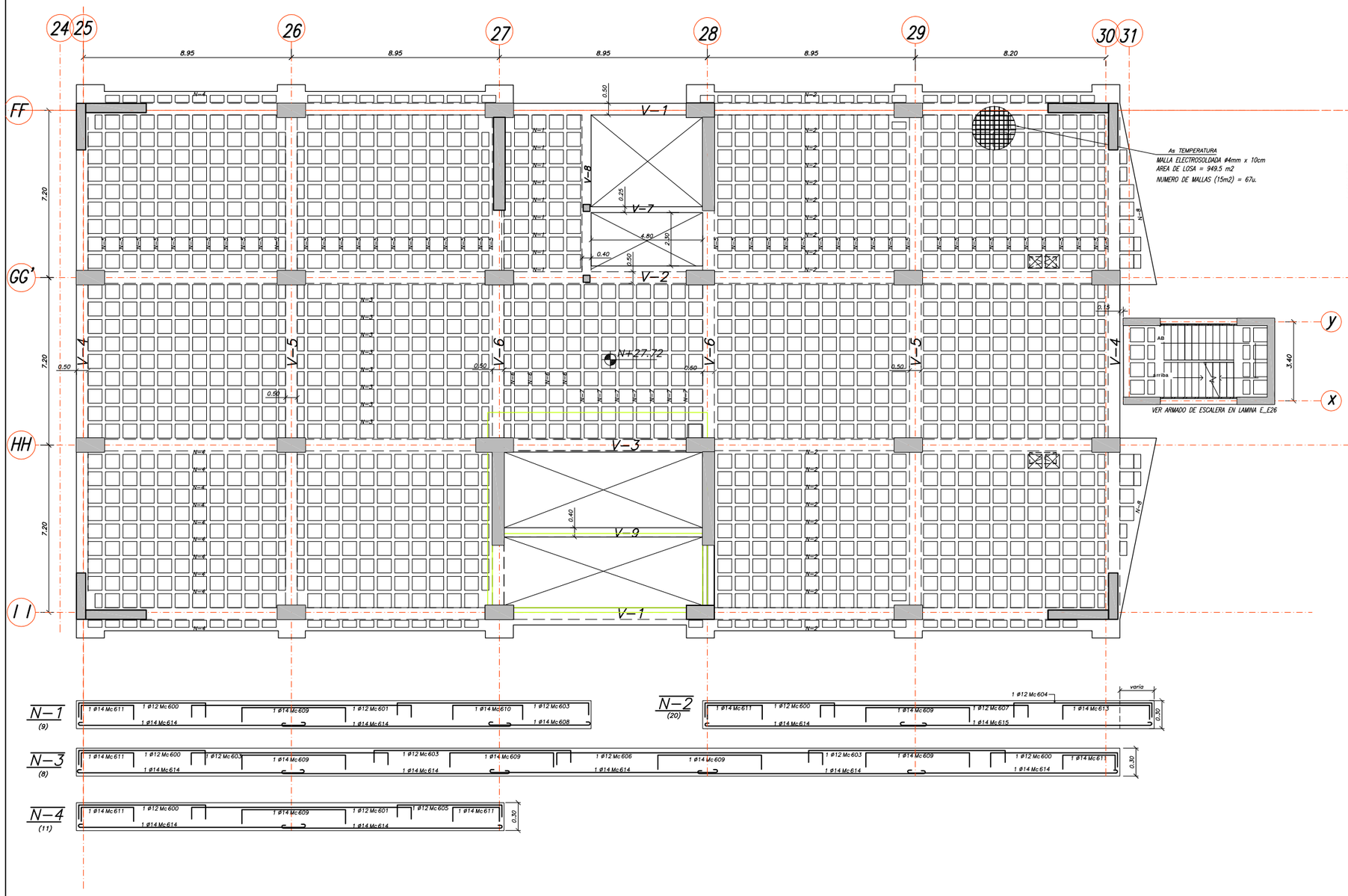
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA12

DE: E_EA16

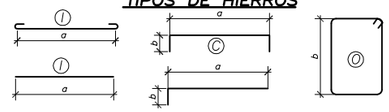
VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_EA11



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+27.72													
599	C	12	46	3.96	2x.27					4.50	207.0	183.8	
600	C	12	56	5.46	2x.27					6.00	336.0	298.4	
601	C	12	20	9.46	2x.27					10.00	200.0	177.6	
602	C	12	55	7.76	2x.27					8.30	456.5	405.4	
603	C	12	79	8.56	2x.27					9.10	718.9	638.4	
604	C	12	20	VAR	2x.27					5.70	114.0	101.2	VARIA(6.4/5.0)
605	C	12	61	4.46	2x.27					5.00	305.0	270.8	
606	C	12	12	11.46	2x.27					12.00	144.0	127.9	
607	C	12	20	8.96	2x.27					9.50	190.0	168.7	
608	I	14	9	4.40					2x.15	4.70	42.3	51.1	
609	C	14	72	4.46	2x.27					5.00	360.0	434.9	
610	C	14	105	3.46	2x.27					4.00	420.0	507.4	
611	C	14	159	2.26	2x.27					2.80	445.2	537.8	
612	C	14	22	1.86	2x.27					2.40	52.8	63.8	
613	C	14	20	VAR	2x.27					3.60	72.0	87.0	VARIA(4.3/2.9)
614	I	14	100	9.70					2x.15	10.00	1000.0	1208.0	
615	I	14	20	VAR					2x.15	10.80	216.0	260.9	VARIA(11./10.6)
616	I	14	138	7.90					2x.15	8.20	1131.6	1367.0	
617	I	14	17	7.70					2x.15	8.00	136.0	164.3	
618	I	16	68	12.00						12.00	816.0	1224.0	
619	I	16	16	10.50						10.50	168.0	252.0	
620	I	16	8	3.00						3.00	24.0	36.0	
621	I	16	8	6.00						6.00	48.0	72.0	
622	I	16	6	7.50						7.50	45.0	67.5	
623	C	16	6	5.60	2X.20					6.00	36.0	54.0	
624	C	16	8	9.50	2X.25					10.00	80.0	120.0	
625	C	16	8	7.50	2X.25					8.00	64.0	96.0	
627	L	18	112	2.70	0.30					3.00	336.0	672.0	
628	L	20	32	11.70	0.30					12.00	384.0	948.5	
629	L	20	8	2.20	0.30					2.50	20.0	49.4	
630	L	20	52	7.70	0.30					8.00	416.0	1027.5	
631	I	20	8	3.60						3.60	28.8	71.2	
632	I	20	42	9.00						9.00	378.0	933.7	
633	L	25	20	11.70	0.30					12.00	240.0	917.8	
634	L	25	10	4.50	0.30					4.80	48.0	183.6	
635	L	25	10	5.70	0.30					6.00	60.0	229.5	
636	I	25	20	9.00						9.00	180.0	688.3	
637	I	25	10	10.00						10.00	100.0	382.4	
638	I	25	10	12.00						12.00	120.0	458.9	
639	L	20	36	10.00	0.30					10.30	370.8	916.0	
640	I	20	54	10.00						10.00	540.0	1333.8	
641	I	20	16	12.00						12.00	192.0	474.3	
642	L	20	8	5.70	0.30					6.00	48.0	118.6	
643	L	20	8	4.50	0.30					4.80	38.4	94.8	
644	O	10	1528	2x.60	2x.35				2x.10	2.10	3208.8	1977.9	
645	O	10	550	2x.15	2x.35				2x.10	1.20	660.0	406.8	
646	O	10	1186	2x.55	2x.35				2x.10	2.00	2372.0	1462.1	
647	O	10	32	2x.25	2x.35				2x.10	1.40	44.8	27.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+27.72						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	25
PESO (kg)	3874.4	2372.2	4682.2	1921.5	672.0	5967.8	2860.5
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	22350.6						
AREA DE LA LOSA (m2)	970.0						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	240.8						
CASETONES(60X60X25) =1278un.	CASETONES(60X30X25) = 208un.						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2

TRASLAPES MINIMOS: DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm. SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm. CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

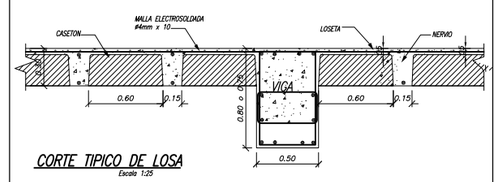
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

ESTA LAMINA SE COMPLEMENTA CON LA E_EA14



CORTE TIPICO DE LOSA
Escala 1:25

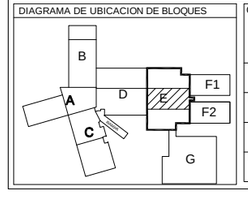
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



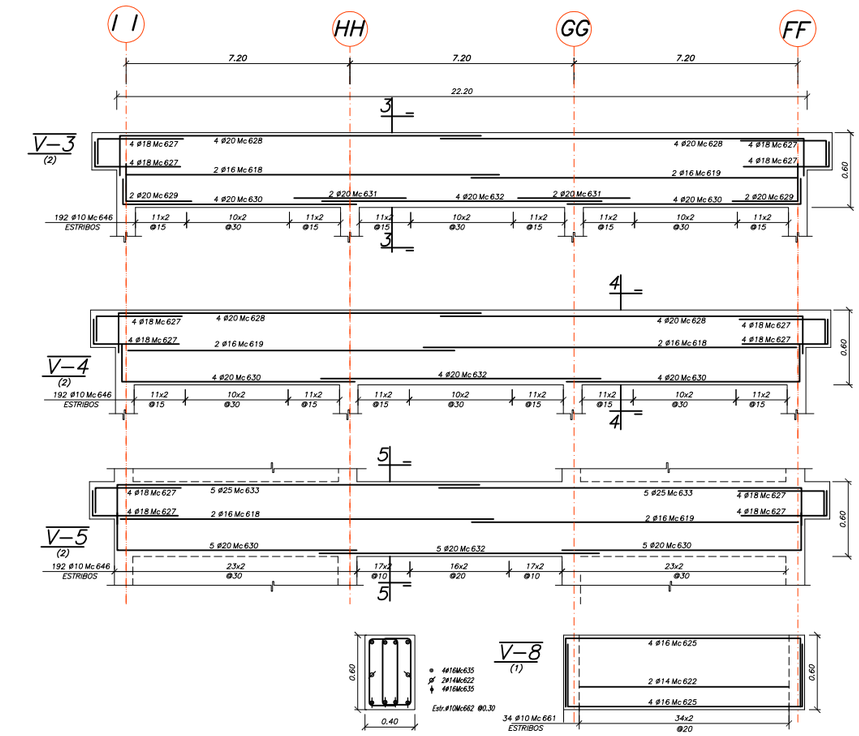
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2 LOSA N+27.72 PLANTA Y NERVIOS

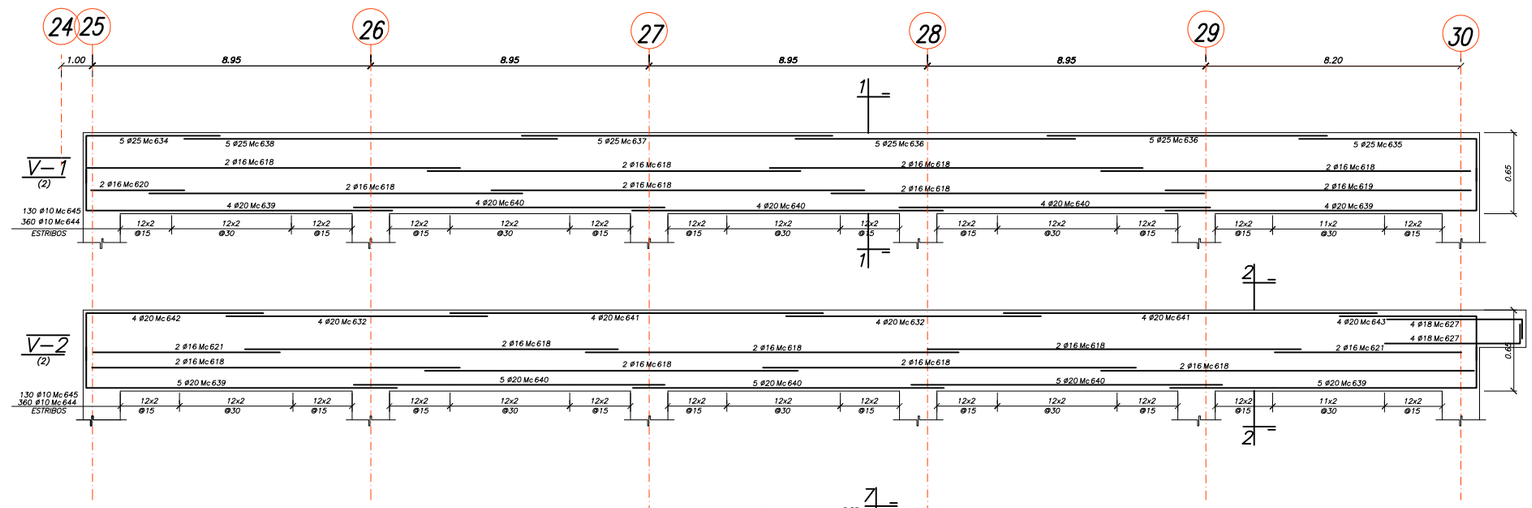
FECHA: MAYO 2013

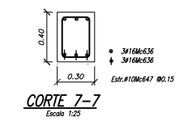
ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EA13

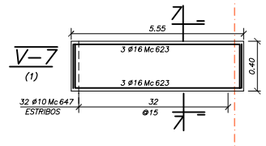
DE: E_EA16

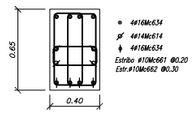




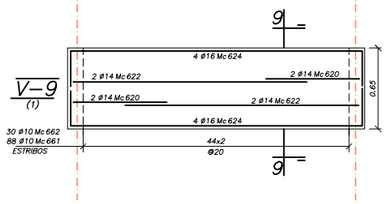


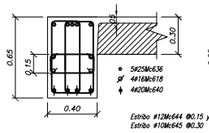
CORTE 7–7
Escala 1:25



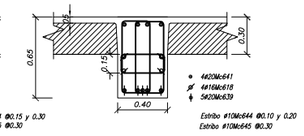


CORTE 9–9
Escala 1:25

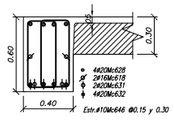




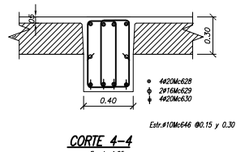
CORTE 1–1
Escala 1:25



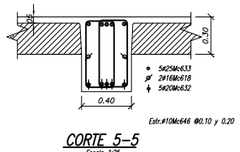
CORTE 2–2
Escala 1:25



CORTE 3–3
Escala 1:25



CORTE 4–4
Escala 1:25



CORTE 5–5
Escala 1:25

PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSAS TAPAS DUCTOS ASCENSORES													
660	C	12	13	5.56	2x.17					5.90	76.7	68.1	
661	I	12	13	5.60					2x.15	5.90	76.7	68.1	
662	C	12	25	3.36	2x.17					3.70	92.5	82.1	
663	I	12	25	3.40					2x.15	3.70	92.5	82.1	
664	C	12	18	9.26	2x.17					9.60	172.8	153.4	
665	I	12	18	9.30					2x.15	9.60	172.8	153.4	
666	C	12	44	4.16	2x.17					4.50	172.8	153.4	
667	I	12	44	4.20					2x.15	4.50	172.8	153.4	
668	C	18	16	5.60	2x.30					6.20	99.2	198.4	
669	C	18	8	3.40	2x.30					4.00	32.0	64.0	
670	C	18	8	9.30	2x.35					10.0	80.0	160.0	
671	I	14	4	5.50						5.50	22.0	26.6	
672	I	14	4	9.20						9.20	36.8	44.5	
673	I	14	2	3.50						3.50	7.0	8.5	
674	O	10	272	2x.55	2x.35				2x.10	2.00	544.0	335.3	

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	LOSA N+27.72						
DIAMETRO(mm)	10	12	14	16	18	20	22
PESO (kg)	335.3	914.0	79.6		422.4		
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	22797.3						
AREA DE LA LOSA (m2)	949.5						
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	249.5						

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm.

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE Ó EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1–61

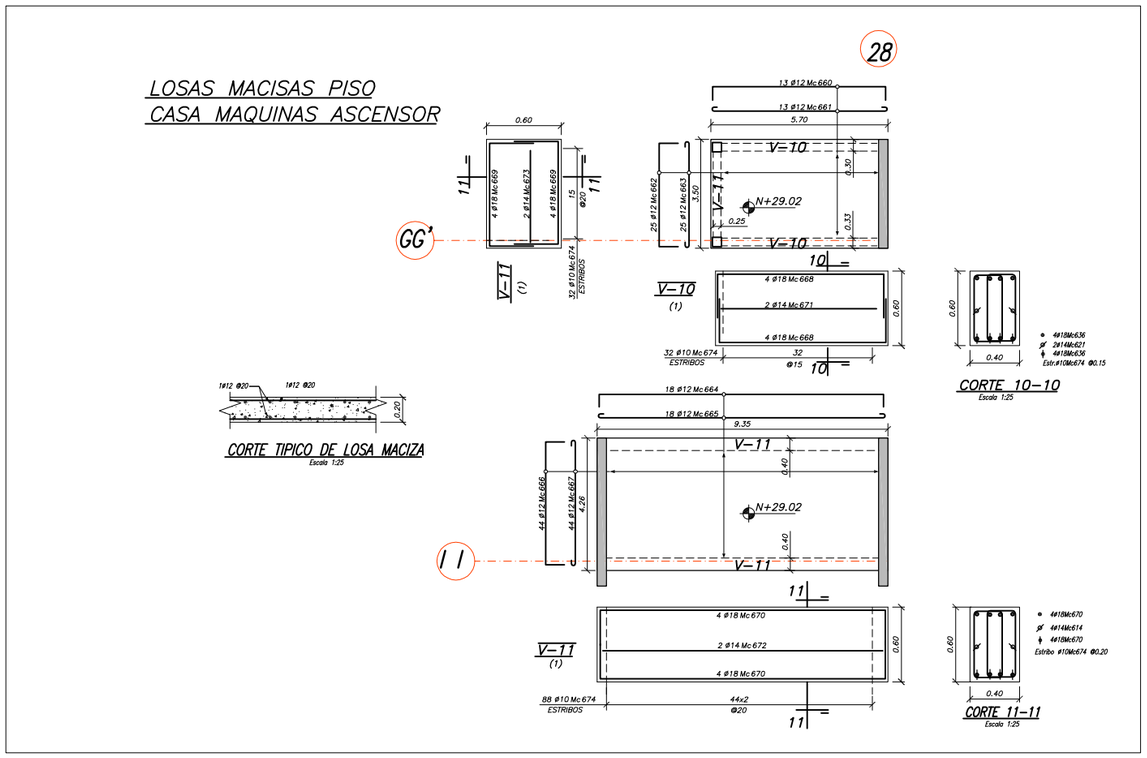
HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS. EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c==280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.



VER PLANILLA DE HIERROS EN LA LAMINA E_EA13

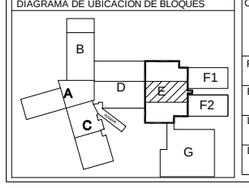
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



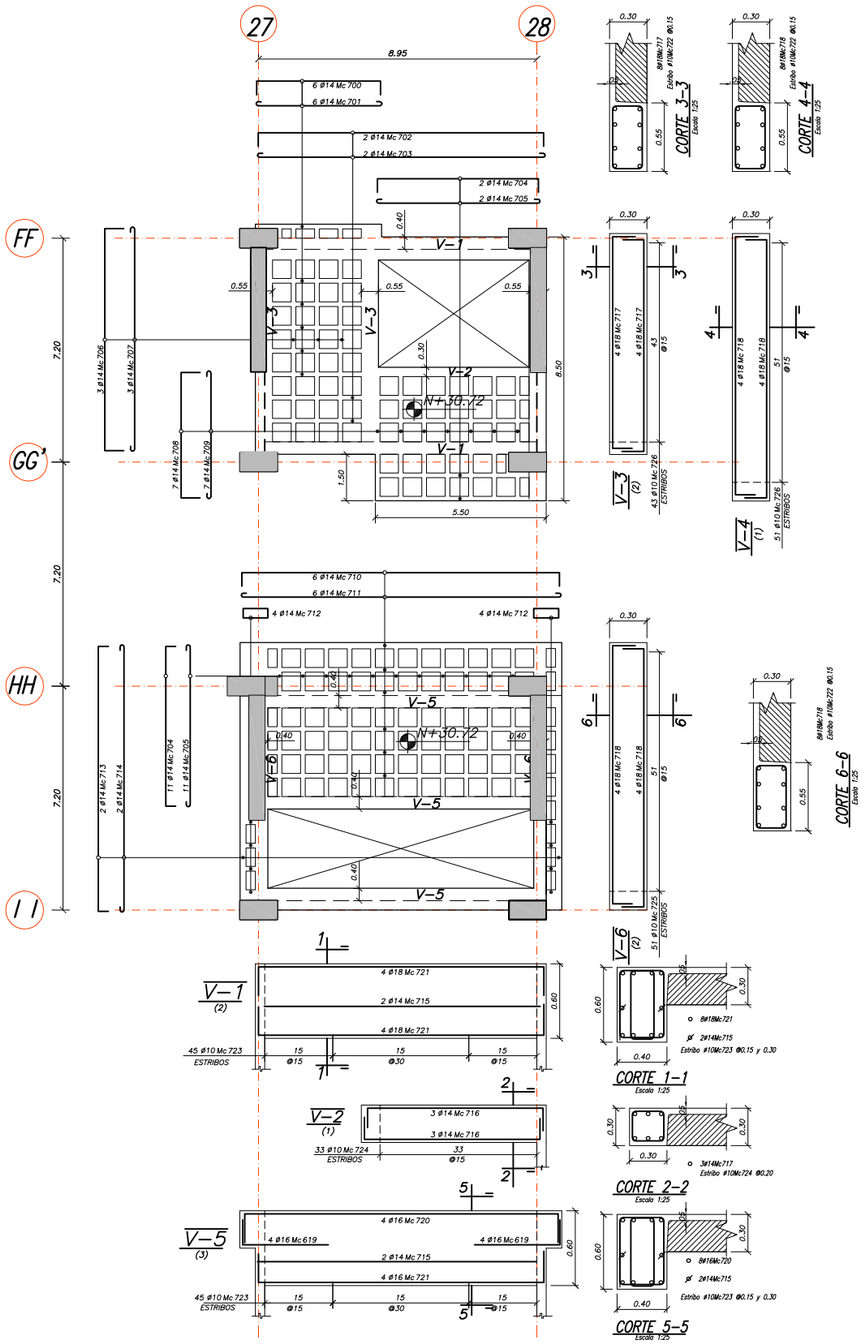
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
VIGAS LOSA N+27.72
CASA MÁQUINSA ASCENSOR

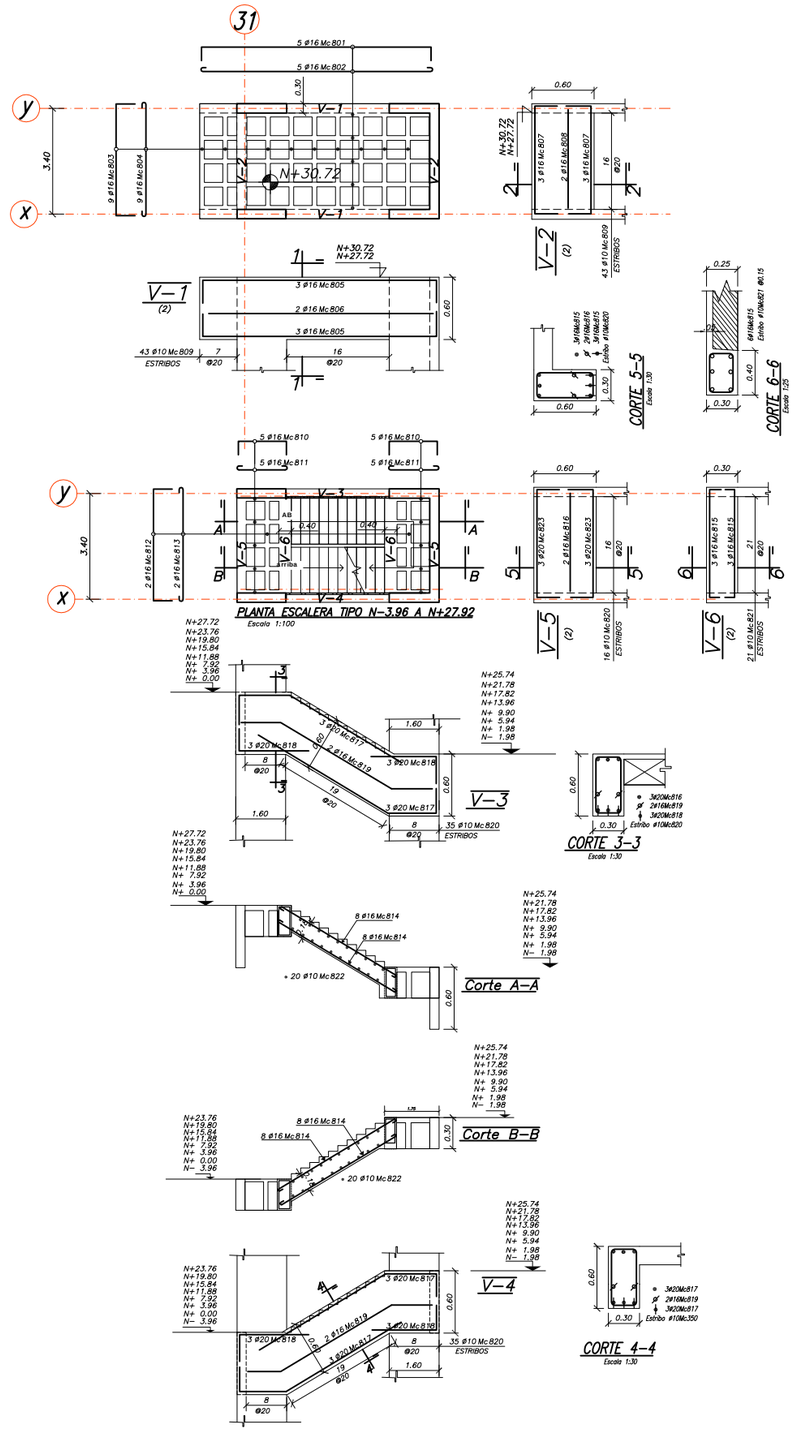
FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA14

DE: E_EA16

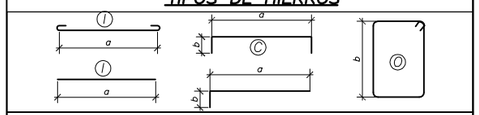




PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
LOSA N+30.72													
700	C	14	6	3.96	2x.27					4.50	27.0	32.6	
701	I	14	6	4.00					2x.15	4.30	25.8	31.2	
702	C	14	2	9.26	2x.27					9.80	19.6	23.7	
703	I	14	2	9.20					2x.15	9.50	19.0	23.0	
704	C	14	13	5.26	2x.27					5.80	75.4	91.1	
705	I	14	13	5.30					2x.15	5.60	72.8	87.9	
706	C	14	3	7.26	2x.27					7.80	23.4	28.3	
707	I	14	3	7.20					2x.15	7.50	22.8	27.5	
708	C	14	7	4.16	2x.27					4.70	32.9	39.7	
709	I	14	7	4.20					2x.15	4.50	31.5	38.1	
710	C	14	6	10.26	2x.27					10.80	64.8	78.3	
711	I	14	6	10.20					2x.15	10.50	63.0	76.1	
712	O	14	8	2x.80	2x.30				2x.15	2.50	20.0	24.2	
713	C	14	2	8.46	2x.27					9.00	18.0	21.7	
714	I	14	2	8.50					2x.15	8.80	17.6	21.3	
715		14	10	9.00						9.00	90.0	108.9	
716	C	14	12	5.90	2x.25					6.40	76.8	92.8	
717	C	18	16	7.00	2x.25					7.50	120.0	240.0	
718	C	18	24	8.40	2x.25					8.90	213.6	427.2	
719	L	16	24	2.70	0.30					3.00	72.0	108.0	
720	C	16	12	10.00	2x.40					10.80	129.6	259.2	
721	C	18	28	9.16	2x.27					9.70	271.6	543.2	
722	O	10	239	2x.50	2x.25				2x.10	1.70	406.3	250.4	
723	O	10	225	2x.35	2x.55				2x.10	2.00	450.0	277.4	
724	O	10	66	2x.25	2x.25				2x.10	1.50	99.0	61.0	
725	O	10	102	2x.32	2x.22				2x.11	1.30	132.6	81.8	
726	O	10	188	2x.42	2x.22				2x.11	1.50	282.0	174.0	
ESCALERA TIPO-LOSA CUBIERTA N+30.72													
801	C	14	5	7.56	2x.27					8.10	40.5	48.9	
802	I	14	5	7.60					2x.15	7.90	39.5	47.7	
803	C	14	9	3.56	2x.27					4.00	36.0	43.5	
804	I	14	9	3.60					2x.15	3.90	35.1	42.4	
805	C	20	12	7.60	2x.20					8.00	96.0	144.0	
806	I	16	4	7.50						7.50	30.0	45.0	
807	C	16	12	3.60	2x.20					4.00	48.0	72.0	
808	I	16	4	3.50						3.50	14.0	21.0	
809	O	10	172	2x.25	2x.55				2x.10	1.40	240.8	148.4	
ESCALERA TIPO N-3.96 A 27.72													
810	C	14	10	1.66	2x.27					2.10	21.0	25.4	
811	I	14	10	1.60					2x.15	1.90	19.0	23.0	
812	C	14	2	3.46	2x.27					4.00	8.0	9.7	
813	I	14	2	3.40					2x.15	3.70	7.4	8.9	
814	I	14	32	4.30					2x.15	4.60	147.2	177.8	
815	C	16	12	3.40	2x.25					3.90	46.8	70.2	
816	I	16	4	3.40						3.40	13.6	20.4	
817	N	20	12	1.60	3.60	0.40				5.60	67.2	166.0	
818	L	20	12	2.10	0.30					2.40	28.8	71.1	
819	Z	16	4	1.00	4.00	1.00				6.00	24.0	36.0	
820	O	10	102	2x.22	2x.52				2x.11	1.70	173.4	107.0	
821	O	10	42	2x.32	2x.22				2x.11	1.30	54.6	33.7	
822	I	10	40	1.40					2x.15	1.70	68.0	42.0	
823	C	20	12	3.40	2x.25					3.90	46.8	115.6	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES	LOSAS CUBIERTA			ESCALERA DE EMERGENCIA						
ACERO DE REFUERZO	C.MAQUINAS N+30.72			LOSA CUB N+30.72			ESC.TIPO.N-3.96 A 27.72			
DIAMETRO(mm)	10	14	18	10	14	16	10	14	16	20
PESO (kg)	844.6	846.6	1120.4	148.4	182.5	138.0	143.0	244.7	126.6	352.7
PESO TOTAL DEL ACERO (kg)	3178.8			612.9			867.0			
AREA DE LA LOSA (m2)	125.8			29.0			21.4			
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	25.8			7,8			6.9			
CASETONES(60X60X25) =137un.	137un.									
CASETONES(60X30X25) =137un.	25un.									

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1-61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

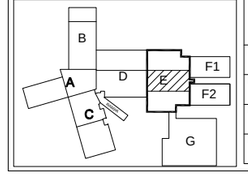
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



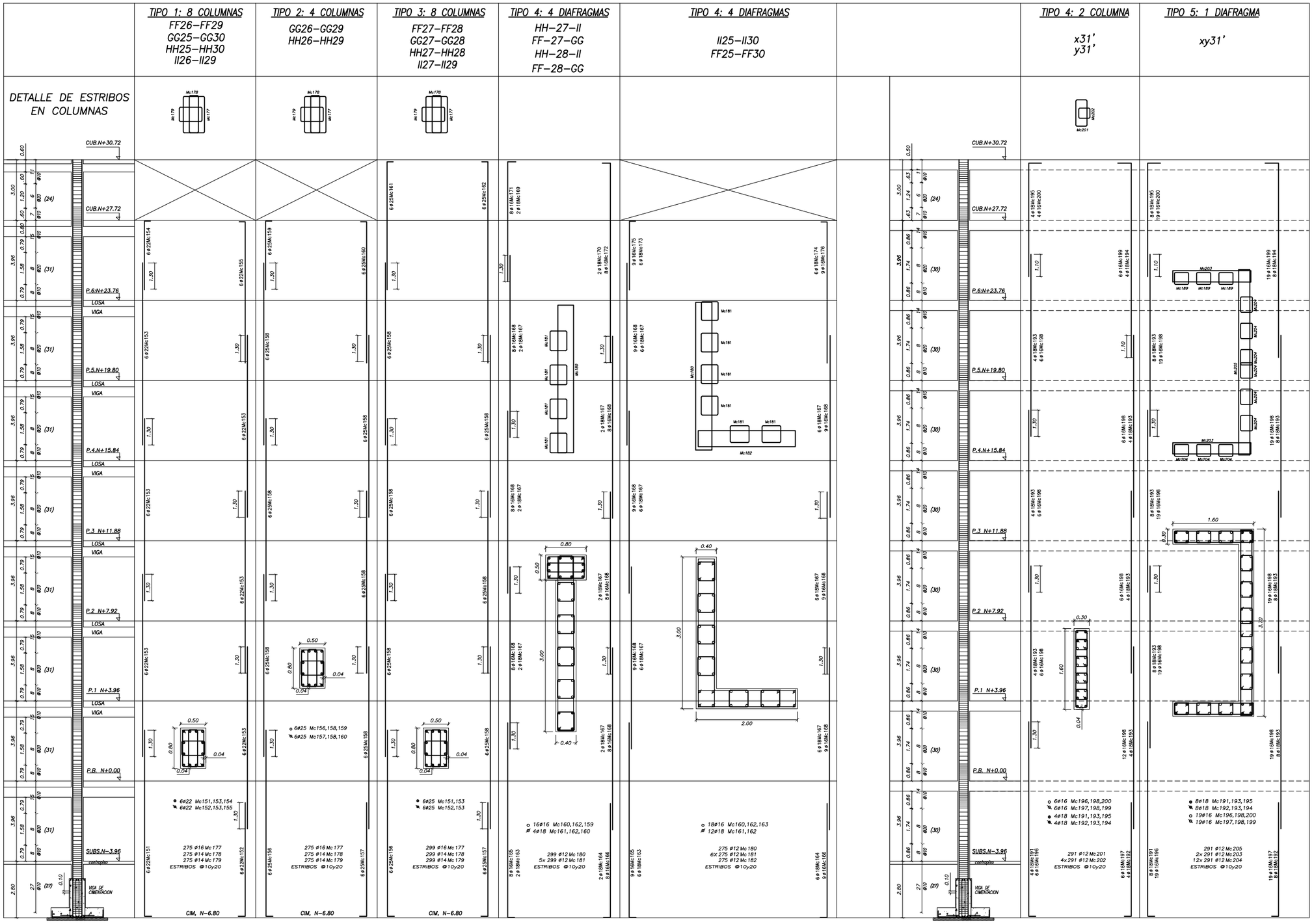
CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
LOSA N+30.72
PLANTA Y NERVIOS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LÁMINA: E_EA15

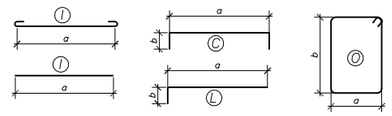
DE: E_EA16



PLANILLA DE CORTE DEL ACERO

Mc	TIPO	ø	NUM	DIMENSIONES (m) a	b	c	d	e	gch.	LONGITUD PARCIAL	LONGITUD TOTAL	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
COLUMNAS HOSPITALIZACION_2													
151	L	22	48	9.50	0.30					9.80	470.4	1401.8	
152	L	22	48	5.70	0.30					6.00	288.0	858.2	
153	L	22	288	9.00						9.00	2592.0	7725.2	
154	L	22	48	3.50	0.30					3.80	182.4	543.6	
155	L	22	48	7.00	0.30					7.30	350.4	1044.2	
156	L	25	72	9.50	0.30					9.80	705.6	2698.2	
157	L	25	72	5.70	0.30					6.00	432.0	1652.0	
158	I	25	432	9.00						9.00	3888.0	14867.7	
159	L	25	24	3.50	0.30					3.80	91.2	348.7	
160	L	25	24	7.00	0.30					7.30	175.2	670.0	
161	L	25	48	6.30	0.30					6.60	316.8	1211.4	
162	L	25	48	10.00	0.30					10.30	494.4	1890.6	
163	L	18	32	9.50	0.30					9.80	313.6	627.2	
164	L	18	32	5.70	0.30					6.00	192.0	384.0	
165	L	16	68	9.50	0.30					9.80	666.4	999.6	
166	L	16	68	5.70	0.30					6.00	408.0	612.0	
167	I	18	192	9.00						9.00	1728.0	3456.0	
168	I	16	192	9.00						9.00	1728.0	2592.0	
169	L	18	8	6.30	0.30					6.60	52.8	105.6	
170	L	18	8	10.0	0.30					10.30	82.4	164.8	
171	L	16	32	6.30	0.30					6.60	211.2	316.8	
172	L	16	32	10.0	0.30					10.30	329.6	494.4	
173	L	18	24	3.50	0.30					3.80	91.2	182.4	
174	L	18	24	7.00	0.30					7.30	175.2	350.4	
175	L	16	36	3.50	0.30					3.80	136.8	205.2	
176	L	16	36	7.00	0.30					7.30	262.8	394.2	
177	O	16	5692	2x.42	2x.72				2x.11	2.50	14230	21345	
178	O	14	5692	2x.20	2x.72				2x.10	2.04	11611.7	14050.1	
179	O	14	5692	2x.30	2x.72				2x.10	2.24	12750.1	15427.6	
180	O	12	2296	2x2.92	2x.32				2x.11	6.70	15383.2	13652.6	
181	O	12	12580	2x.40	2x.32				2x.10	1.64	20631.2	18310.2	
182	O	12	2296	2x1.92	2x.32				2x.11	4.70	10791.2	9577.2	
COLUMNAS ESCALERA EMERGENCIA													
191	L	18	16	9.70	0.30					10.00	160.0	320.0	
192	L	18	16	5.70	0.30					6.00	96.0	192.0	
193	I	18	96	9.00						9.00	864.0	1728.0	
194	L	18	16	9.50	0.30					9.80	156.8	313.6	
195	L	18	16	5.70	0.30					6.00	96.0	192.0	
196	L	16	31	9.70	0.30					10.00	310.0	465.0	
197	L	16	31	5.70	0.30					6.00	186.0	279.0	
198	I	16	186	9.00						9.00	1674.0	2511.0	
199	L	16	31	9.50	0.30					9.80	303.8	455.7	
200	L	16	31	5.70	0.30					6.00	186.0	279.0	
201	O	12	582	2x1.52	2x.22				2x.11	3.70	2153.4	1912.2	
202	O	12	2328	2x.20	2x.22				2x.10	1.04	2421.1	2148.7	
203	O	12	582	2x1.52	2x.22				2x.11	3.70	2153.4	1912.2	
204	O	12	3492	2x.30	2x.22				2x.10	1.24	4330.1	3843.0	
205	O	12	291	2x3.62	2x.22				2x.11	7.90	2298.9	2041.4	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO	COLUMNAS HOSPITALIZACION_2					COLUMNAS ESCALERA EMERGENCIA		
DIAMETRO(mm)	12	14	16	22	25	12	16	18
PESO (kg)	41540.0	29477.7	26959.2	11573	23338.6	11857.5	3989.7	2745.6
PESO TOTAL DEL ACERO (Kg)	132888.5					18592.8		
VOLUMEN DE HORMIGON (m3)	741.4					106.8		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: Fy=4200Kg/cm2
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18,20,22,25 mm

TRASLAPES MINIMOS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 40Ø (NO MENOS DE 60cm)

ESPACIAMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm

RECUBRIMIENTOS MINIMOS: LOSAS = 3cm, MUROS = 5cm
CIMENTACIONES Y SUPERFICIES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE O EN CONTACTO CON EL SUELO O CON EL AGUA = 8 cm.

SUELDAS DE ACUERDO CON LA NORMA AWS D 12 1–61

HORMIGON

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS, EN PROBETAS ESTANDAR DE 6 pulg: DE DIAMETRO Y 12 pulg. DE ALTURA: F'c=280Kg/cm2

TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS = 1.0 PULGADA

CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 3.0 PULG.

TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 120 m3 DE HORMIGON, O 450 m2 DE SUPERFICIE DE HORMIGONADO O NO MENOS DE 6 POR DIA.

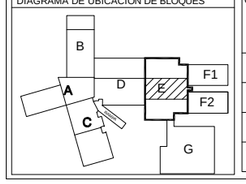
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS, MODELAMIENTO EN EL ETABS

AUTOR: LEMA TOAPANTA EDITH PAMELA

PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO SISTEMA FPS

DIAGRAMA DE UBICACION DE BLOQUES



CONTENIDO: HOSPITALIZACIÓN 2
CUADRO DE COLUMNAS
CUADRO DE DIAFRAGMAS

FECHA: MAYO 2013

ESCALA: 1 : 200

LAMINA: E_EA16

DE: E_EA16